

# **ESTUDO DE PONTES FLUTUANTES DE MÉDIO/GRANDE VÃO**

**JOÃO NUNO COELHO DA ROCHA LIMA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

---

Coorientador: Engenheiro Gilberto Castro Alves (BERD)

JULHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais e irmã



## **AGRADECIMENTOS**

No fim do ciclo, esta é a altura ideal para agradecer a todos os que contribuíram para o meu percurso tenha sido proveitoso. Aproveito ainda este espaço para expressar o meu profundo agradecimento a todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho.

Em primeiro lugar ao Professor Doutor Pedro Pacheco, meu orientador científico, pelas palavras de motivação e pela confiança depositada em mim.

Ao Engenheiro Gilberto Alves, pela disponibilidade, apoio constante, interesse e dedicação desde a primeira semana deste projeto. Nesta fase final, o seu incentivo tornou-se fulcral para a conclusão desta dissertação.

À minha família, que sempre se demonstrou disponível para ajudar a ultrapassar os obstáculos que encontrei ao longo do meu percurso.

E por ultimo a todos os meus amigos por toda a motivação e animo mas também por todos os momentos de distração. Em especial, à Daniela Oliveira, Inês Sousa, Mariana Dinis e João Santos pelo apoio na elaboração da tese, à Daniela Ferreira e ao Luís Santos pelo encorajamento constante, e ao Diogo Jardim por me ajudar sempre a não perder a concentração.



## **RESUMO**

O presente trabalho tem como objetivo o estudo das pontes flutuantes.

Pretende-se apresentar este tipo de estruturas como uma alternativa viável e economicamente eficiente às pontes convencionais em certas situações.

Numa primeira instância será introduzido o tema das pontes flutuantes através da história de estruturas que possuem a capacidade de flutuar em meios líquidos assim como também o princípio que tornam estas possíveis. Será mencionado o método construtivo utilizado neste tipo de obras e alguns projetos já em estudo que poderão tornar as pontes flutuantes bastante interessantes para se utilizar em determinadas situações uma vez que estas permitem efetuar a ligação de margens que outrora poderiam não ser possíveis.

Segue-se a apresentação e descrição dos elementos construtivos únicos neste tipo de estrutura.

Serão descritas as solicitações e as diversas combinações consideradas, como será igualmente feita uma exposição dos fenómenos relevantes a que uma ponte flutuante estaria sujeita, com especial ênfase nas especificidades relativas à modelação destas.

O estudo realizado previamente será concluído com a elaboração dum caso de estudo que consistirá na adaptação de um viaduto a uma ponte flutuante de flutuadores separados.

**PALAVRAS-CHAVE:** pontes flutuantes, impulsão, estruturas offshore, flutuadores.





## **ABSTRACT**

The main objective of this thesis is the study of the construction of a floating bridge.

It is intended to show that this type of structures can be a realistic and economically alternative to the conventional bridge, in certain situations.

Firstly, it will be introduced the history of this kind of structures that have the ability to float in liquid ambiences as well as the physic principle of that makes this possible. The construction method used on this structures will also be object of research including several projects currently in study that will also be presented and possible to realise in certain situations that could make the connections between margins possible even in the worst situations.

There will presented some of the constructive elements that are unique in this kind of structure.

It will be described all the requests and the various combinations that must be considered for the structural analysis, and the relevant phenomena which a floating bridge would be subject, with special emphasis on the specifics concerning the modelling of these.

The study carried out previously will be completed with the study of a real case which shall consist of the adaptation of an overpass to a floating bridge with separate floats.

**KEYWORDS:** floating bridges, buoyancy, offshore structures, pontoons.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT.....	V
ÍNDICE GERAL .....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XI
ÍNDICE DE TABELAS .....	XIII
<b>1 ESTADO DE ARTE.....</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUÇÃO.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. PONTES FLUTUANTES.....	2
1.3.1 INTRODUÇÃO ÀS ESTRUTURAS FLUTUANTES.....	3
1.3.2. COMPARAÇÃO COM AS PONTES CONVENCIONAIS .....	5
1.3.3. RESENHA HISTÓRICA.....	5
1.3.3.1. Ponte de Rei Xerxes .....	6
1.3.3.2. Ponte das Barcas.....	7
1.3.3.3. Galata.....	9
1.3.3.4. Lacey V. Murrow e Third Lake Washington .....	9
1.3.3.5. Hobart .....	10
1.3.3.6. Kelowna .....	10
1.3.3.7. Governor Albert D. Roselinni .....	11
1.3.3.8. Hood Canal .....	12
1.3.3.9. Bergsøysund .....	12
1.3.3.10. Nordhordland .....	13
1.3.3.11. Yumemai .....	13
1.3.3.12. West India Quay.....	14
1.3.3.13. William R. Bennet.....	15
1.3.4. CONCEITO DE PONTE FLUTUANTE .....	17
1.3.4.1. Introdução à hidrostática.....	17
1.3.5. TIPOS DE PONTES FLUTUANTES .....	22
1.3.6. MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO .....	23
1.3.7. PROJETOS PARA O FUTURO.....	24
1.3.7.1. Travessias de fjords na Noruega .....	24
1.3.7.2. Ponte flutuante nas Maldivas.....	26
<b>2 ELEMENTOS CONSTRUTIVOS.....</b>	<b>29</b>
2.1. INTRODUÇÃO.....	29
2.2. PONTES DE FLUTUADORES CONTÍNUOS E DE FLUTUADORES SEPARADOS.....	29
2.2.1. COMPARAÇÃO DOS DOIS TIPOS DE PONTES FLUTUANTES .....	33

<b>2.3. PRINCIPAIS ELEMENTOS DE UMA PONTE FLUTUANTE .....</b>	<b>34</b>
2.3.1. FLUTUADOR.....	34
2.3.1.1. Alternativas de flutuador quanto à secção transversal .....	35
2.3.1.2. Alternativas de flutuador quanto à planta.....	36
2.3.2. PONTE DE ACESSO.....	39
2.3.2.1. Comprimento da ponte de acesso .....	40
2.3.3. LIGAÇÃO ENTRE FLUTUADORES.....	41
2.3.4. SISTEMA DE ANCORAGEM .....	43
2.3.5. ABERTURA PARA NAVEGAÇÃO.....	47
2.3.6. ELEMENTOS ADICIONAIS .....	49
2.3.6.1. Encontros .....	49
2.3.6.2. Flutuador Estabilizador.....	49
2.3.6.3. Corta Ondas .....	50

### **3 ASPETOS ESPECÍFICOS DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FLUTUANTES .....**

<b>3.1. AÇÕES .....</b>	<b>51</b>
3.1.1. AÇÕES PERMANENTES .....	51
3.1.1.1. Peso próprio .....	51
3.1.1.2. Restantes cargas permanentes .....	51
3.1.2. SOBRECARGAS .....	51
3.1.2.1. Cargas verticais rodoviárias .....	51
3.1.2.2. Pressão hidrostática.....	54
3.1.2.3. Vento .....	55
3.1.2.4. Corrente.....	59
3.1.2.5. Variação da cota da superfície livre .....	59
3.1.2.6. Falha de um flutuador .....	59
3.1.2.7. Embate de embarcações .....	60
3.1.2.8. Temperatura .....	61
3.1.2.9. Ondas .....	61
3.1.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	63
<b>3.2. MATERIAIS .....</b>	<b>65</b>
3.2.1. BETÃO.....	65
3.2.2. PRÉ-ESFORÇO .....	66
3.2.3. CABOS DE ANCORAGEM.....	67
<b>3.3. ESPECIFICIDADES RELATIVAS À MODELAÇÃO DE PONTES FLUTUANTES .....</b>	<b>68</b>
3.3.1. SISTEMA DE ANCORAGEM .....	68
3.3.2. CONVERSÃO DOS FLUTUADORES EM APOIOS ELÁSTICOS .....	68

### **4 CASO DE ESTUDO.....**

<b>4.1. DESCRIÇÃO DO PROJETO .....</b>	<b>71</b>
4.1.1. DESCRIÇÃO .....	71
4.1.2. PLANTA .....	71
4.1.3. ALÇADO .....	71
4.1.4. TABULEIRO .....	72
4.1.5. PILARES .....	73
4.1.6. LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DA OBRA.....	74
<b>4.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA.....</b>	<b>75</b>
4.2.1. DIMENSIONAMENTO DOS FLUTUADORES .....	77

4.2.2.	SISTEMA DE ANCORAGEM.....	80
4.2.3.	PROCESSO CONSTRUTIVO.....	82
<b>4.3.</b>	<b>MODELAÇÃO .....</b>	<b>85</b>
<b>4.4.</b>	<b>ANALISE ESTÁTICA .....</b>	<b>86</b>
4.4.1.	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE .....	86
4.4.1.1.	Peso próprio.....	86
4.4.1.2.	Pré-esforço.....	87
4.4.1.3.	Conclusão .....	88
4.4.2.	ESTUDO DE UMA SOLUÇÃO DE SUPERESTRUTURA EQUIVALENTE.....	89
4.4.2.1.	Fase de construção.....	89
4.4.2.2.	Ações permanentes .....	90
4.4.2.3.	Fase de serviço.....	90
4.4.2.4.	Síntese dos resultados obtidos.....	91
4.4.3.	ESTUDO DA REDUÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO.....	92
4.4.3.1.	Solução estrutural com 75% do pré-esforço.....	92
4.4.3.2.	Solução estrutural com 50% do pré-esforço.....	94
4.4.3.3.	Solução estrutural com 25% do pré-esforço.....	95
4.4.3.4.	Síntese dos resultados obtidos.....	97
4.4.4.	ANÁLISE DA ESTRUTURA OPTANDO POR UMA SOLUÇÃO COM 25% DO PRÉ-ESFORÇO .....	98
4.4.4.1.	Perda parcial da impulsão de um flutuador .....	98
4.4.4.2.	Subida da cota de água .....	99
4.4.4.3.	Ações laterais na ponte .....	99
4.4.4.4.	Síntese dos resultados obtidos.....	100
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>101</b>
<b>5.1.</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>101</b>
<b>5.2.</b>	<b>DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>101</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1- Ponte flutuante, Lago Washington [1].....	1
Fig. 1.2- Navio de betão armado [7].....	3
Fig. 1.3- “Rig16” – primeira plataforma offshore [8] .....	4
Fig. 1.4- Turbinas eólicas flutuantes .....	4
Fig. 1.5- Ponte flutuante, rio Gongjiang, China [9] .....	6
Fig. 1.6- Ponte de rei Xerxes [11].....	7
Fig. 1.7- Ponte das barcas, Porto.....	8
Fig. 1.8- Algumas das várias pontes flutuantes atuais e a sua localização [4] .....	8
Fig. 1.9- Ponte Galata [16] .....	9
Fig. 1.10- Pontes Lacey V. Murrow e Third Lake Washington [15].....	10
Fig. 1.11- Ponte Hobart [20] .....	10
Fig. 1.12- Ponte Kelowna [21] .....	11
Fig. 1.13- Ponte Governor Albert D. Rosellini [13].....	12
Fig. 1.14- Ponte Hood Canal [14] .....	12
Fig. 1.15- Ponte Bergsøysund [17].....	13
Fig. 1.16- Ponte Nordhordland .....	13
Fig. 1.17- Ponte Yumemai [18].....	14
Fig. 1.18- Ponte pedonal West India Quay [19] .....	14
Fig. 1.19- Ponte William R. Bennet .....	15
Fig. 1.20- Corpo flutuante com as posições do centro de impulsão e do centro de gravidade [23] .....	18
Fig. 1.21- Rotação imposta em estruturas flutuantes com centros de gravidade baixo e alto. [23] .....	18
Fig. 1.22- Altura metacêntrica [23] .....	20
Fig. 2.1- Principais elementos de uma ponte flutuante [4] (adaptada) .....	34
Fig. 2.2- Elementos adicionais [4] .....	50
Fig. 3.1- Exemplo de divisão de vias e do veículo tipo [30] .....	52
Fig. 3.2-Representação transversal das cargas rodoviárias [30].....	53
Fig. 3.3-Modelo de carga 2 [30] .....	54
Fig. 3.4-Pressão hidrostática [23].....	55
Fig. 3.5-Comprimentos de rugosidade em função das categorias de terreno [31].....	57
Fig.3.6-Altura equivalente do tabuleiro em função das guardas existentes [31] .....	58
Fig. 3.7-Grafico relacionando o coeficiente da força $C_f$ com o rácio $b/d_{total}$ [31] .....	58
Fig. 3.8- Diferenças de pressão causadas pelas ondas [23] .....	62
Fig. 3.9- Diferenças na pressão causadas pelas ondas em ambos os lados [23].....	63
Fig. 3.10- Flutuador cilíndrico .....	69
Fig. 4.1- Vista em planta .....	71
Fig. 4.2- Vista em alçado.....	72
Fig. 4.3- Secção transversal do tabuleiro no vão.....	72
Fig. 4.4- Secção transversal do tabuleiro sobre os pilares .....	73
Fig. 4.5- Traçado qualitativo do pré-esforço .....	73
Fig. 4.6- Secção do pilar na base e no topo .....	74
Fig. 4.7- Fase 1 da sequência construtiva .....	75
Fig. 4.8- Fase 2 da sequência construtiva .....	75
Fig. 4.9- Fase 3 da sequência construtiva .....	76
Fig. 4.10- Fase 4 da sequência construtiva .....	76
Fig. 4.11- Fase 5 da sequência construtiva .....	76
Fig. 4.12- Fase 6 da sequência construtiva .....	76
Fig. 4.13- Fase 7 da sequência construtiva .....	77
Fig. 4.14- Sistema flutuador, pilar e secção do tabuleiro.....	77
Fig. 4.15- Seccionamento do flutuador no plano XZ.....	79
Fig. 4.16- Seccionamento do flutuador no plano YZ.....	79
Fig. 4.17- Pormenor da zona emersa do flutuador .....	81

Fig. 4.18- Fase 1, aparelho flutuador .....	82
Fig. 4.19- Sistema de estabilização do corpo recorrendo a tirantes .....	83
Fig. 4.20- Fase 2, flutuador e construção parcial do pilar .....	83
Fig. 4.21- Fase 3, flutuador e pilar completo .....	84
Fig. 4.22- Fase 4, construção completa do flutuador, pilar e tabuleiro .....	84
Fig. 4.23- Representação 3D do modelo utilizado .....	85
Fig. 4.24- Diagrama de momentos para o peso próprio.....	87
Fig. 4.25- Deformação devido ao peso próprio. ....	87
Fig. 4.26- Diagrama de momentos para o pré-esforço. ....	88
Fig. 4.27- Deformação devido ao peso próprio. ....	88
Fig. 4.28- Diagrama de momentos para a fase de construção com o pré-esforço. ....	89
Fig. 4.29- Diagrama de momentos para as ações permanentes. Modelo superior – apoios flutuantes; Modelo inferior – apoios fixos .....	90
Fig. 4.30- Diagramas de momentos para a fase de serviço da ponte. Modelo superior – apoios flutuantes; Modelo inferior – apoios fixos .....	91
Fig. 4.31- Diagrama de momentos para a fase de construção com 75% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (75% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos .....	92
Fig. 4.32- Diagrama de momentos para as ações permanentes com 75% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (75% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos .....	93
Fig. 4.33- Diagrama de momentos para o Estado Limite de Serviço com 75% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (75% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos .....	93
Fig. 4.34- Diagrama de momentos para a fase de construção com 50% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (50% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos .....	94
Fig. 4.35- Diagrama de momentos para as ações permanentes com 50% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (50% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos .....	94
Fig. 4.36- Diagrama de momentos para o Estado Limite de Serviço com 50% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (50% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos .....	95
Fig. 4.37- Diagrama de momentos para a fase de construção com 25% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (25% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos .....	96
Fig. 4.38- Diagrama de momentos para as ações permanentes com 25% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (25% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos .....	96
Fig. 4.39- Diagrama de momentos para o Estado Limite de Serviço com 25% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (25% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos .....	97
Fig. 4.40- Exemplo da deformada .....	98
Fig. 4.41- Perda parcial da impulsão no flutuador central.....	98
Fig. 4.42- Subida da superfície livre e assentamento resultante .....	99
Fig. 4.43- Subida da cota de água para o máximo registrado .....	99
Fig. 4.44- Ações laterais .....	100



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1- Características das pontes flutuantes construídas no último século .....	16
Tabela 1.2- Características das pontes flutuantes construídas no último século (continuação) .....	17
Tabela 2.1- Soluções construtivas para flutuadores do tipo contínuo [4] .....	30
Tabela 2.2- Soluções construtivas para flutuadores do tipo separado [4] .....	32
Tabela 2.3- Comparação dos dois tipos de pontes flutuantes [4] .....	34
Tabela 2.4- Soluções de flutuador quanto à secção transversal [4] .....	35
Tabela 2.5- Soluções de flutuador quanto à planta [4] .....	37
Tabela 2.6- Comparação das características dos diferentes flutuadores [4] .....	39
Tabela 2.7- Soluções de pontes de acesso [4] .....	40
Tabela 2.8- Soluções de ligações entre flutuadores [4] .....	41
Tabela 2.9- Comparação das características das diferentes ligações [4] .....	43
Tabela 2.10- Soluções de sistemas de ancoragem [4] .....	44
Tabela 2.11- Comparação das características dos cabos de ancoragem e âncoras [4] .....	47
Tabela 2.12- Soluções de aberturas para navegação [4] .....	47
Tabela 2.13- Comparação das características das aberturas para navegação [4] .....	49
Tabela 3.1- Número e largura das vias convencionais [30] .....	52
Tabela 3.2 Valores característicos do modelo de carga 1 [30] .....	53
Tabela 3.3- Valores de referencia do vento em função da zona [31] .....	56
Tabela 3.4- Fatores de ponderação para ações permanentes [30] .....	64
Tabela 3.5- Fatores de ponderação para as ações variáveis [30] .....	64
Tabela 3.6 Valores de $\psi$ recomendados [30] .....	65
Tabela 3.7- Especificações técnicas dos cabos de ancoragem [4] .....	68
Tabela 4.1 – Características gerais da estrutura e das condições do local de implantação .....	75
Tabela 4.2 – Dimensões dos flutuadores .....	78
Tabela 4.3 – Espessuras das paredes internas e externas dos flutuadores .....	78
Tabela 4.4 – Volume de betão utilizado por flutuador .....	80
Tabela 4.5 – Características do cabo C1 .....	81
Tabela 4.6 – Força de tensão inicial instalada nos tirantes .....	81
Tabela 4.7 – Posições do metacentro, centros de impulsão e de gravidade correspondentes a cada fase .....	85
Tabela 4.8 – Somatório de ações .....	86
Tabela 4.9 – Comparação dos momentos resultantes para uma solução de pré-esforço idêntica .....	91
Tabela 4.10 - Comparação dos momentos resultantes para uma solução com 75% do pré-esforço ..	93
Tabela 4.11 - Comparação dos momentos resultantes para uma solução com 50% do pré-esforço ..	95
Tabela 4.12 - Comparação dos momentos resultantes para uma solução de redução de 75% do pré-esforço .....	97
Tabela 4.13 – Momentos resultantes das combinações estudadas .....	100



# 1

## ESTADO DE ARTE

### 1.1. INTRODUÇÃO

As pontes flutuantes são, como o próprio nome indica, pontes que possuem a capacidade de flutuar na água através da utilização de flutuadores que equilibram as cargas verticais.[1]

A utilização deste tipo de travessias surge nos locais onde as condições de implementação e construção de uma ponte convencional se tornam tecnicamente inviáveis ou economicamente pouco adequadas.

A título exemplificativo, para situações em que estamos perante um curso de água com uma extensão de cinco quilómetros e uma profundidade de cinquenta metros sobre um solo de fracas características geotécnicas uma solução de ponte flutuante poderá apresentar um custo inferior a uma alternativa de ponte com fundações convencionais ou até um túnel submerso. [2]

Estas pontes pela sua especificidade carecem de uma análise cuidada devido a fenómenos particulares que são necessários de compreender.

Com a evolução de métodos de análise e dimensionamento e de tecnologias de construção relacionadas com as particularidades das pontes flutuantes, estas tornaram-se, atualmente, uma alternativa válida às pontes convencionais pois permitem efetuar a ligação entre terrenos que outrora o Homem não achava possível ligar. [3]

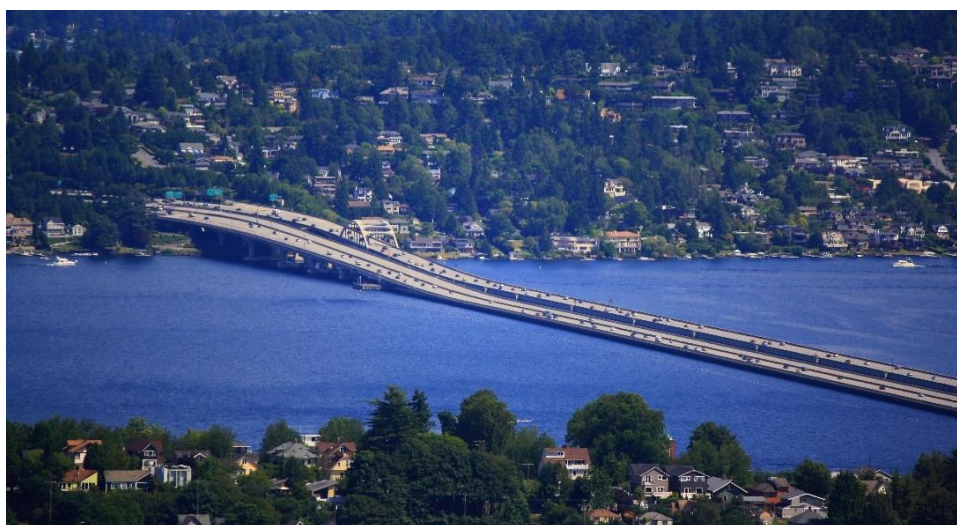


Fig. 1.1- Ponte flutuante, Lago Washington [1]

## **1.2. OBJETIVOS**

O objetivo principal do trabalho consiste num estudo de âmbito alargado da temática das pontes flutuantes e, numa última fase, na análise estática da superestrutura de uma ponte convencional e da sua adequabilidade a uma solução com apoios flutuantes. Como tal, torna-se necessário dominar as especificidades relacionadas com este tipo de estrutura.

Após o enquadramento histórico e análise da evolução deste conceito de estrutura, faz-se uma descrição dos principais elementos estruturais bem como das combinações de ações que se devem ter em atenção na análise estrutural deste tipo de estruturas. Finalmente realizar-se-á o estudo de uma ponte flutuante, nomeadamente os apoios flutuantes.

## **1.3. PONTES FLUTUANTES**

A função de uma ponte consiste em vencer um obstáculo (curso de água) de modo a permitir a travessia de tráfego e mercadorias. A ponte flutuante é uma das tipologias menos usadas na construção atualmente, mas a recente investigação e a procura de soluções para projetos desafiantes e cuja resolução não é possível pelas soluções tradicionais, começam a viabilizar a utilização deste tipo de processo construtivo. Existem por isso situações em que uma ponte convencional não é a melhor solução. Perante uma situação em o maciço se localiza a uma profundidade relativamente grande ou quando este possui uma capacidade de carga deficiente, a construção de pilares e estacas pode-se verificar como muito complexa. De acordo com M. Myint Lwin, para um local onde a distância entre margens está entre 2 a 5km e cujo solo marítimo se encontra a uma profundidade entre 30 a 60 metros e este é de baixa consistência, o custo de uma ponte flutuante pode ser cerca de 3 a 5 vezes menor que uma alternativa em que se opte por uma ponte fixa ou um túnel. [2]

As pontes flutuantes possuem características técnicas que as diferenciam das pontes convencionais ou até de outras estruturas flutuantes[4]. De uma maneira sintética podem-se mencionar as seguintes:

- Tomam partido da flutuação;
- Dispensam a necessidade de fundações;
- Tornam necessárias a utilização de ancoragens e/ou dispositivos de ligação à terra de modo a manter o alinhamento transversal e longitudinal;
- Podem criar um obstáculo para o tráfego marítimo e, nesse caso, é necessário dotar a ponte de uma abertura;
- Tratam-se de soluções economicamente eficientes dependendo das características do local de implantação.

As pontes flutuantes são preferidas em detrimento das pontes tradicionais quando estamos perante as seguintes situações[4]:

- Em águas profundas ou em locais onde o solo é mecanicamente não competente, onde uma fundação fixa é muito dispendiosa ou até de impossível construção;
- A pré-fabricação integral é possível, isto é, a construção pode ser feita noutro lugar e depois transportado para o local final;
- Em operações militares quando surge a necessidade de uma construção provisória de rápida assemblagem;
- Em locais com forte atividade sísmica. [4]

### 1.3.1 INTRODUÇÃO ÀS ESTRUTURAS FLUTUANTES

Fazendo um pequeno recuo histórico para melhor compreender a capacidade de adaptação do Homem ao meio marítimo, será importante relembrar as primeiras peças de engenharia que tonaram este meio num recurso passível de ser explorado. [5]

A história das embarcações remonta à antiguidade, mais especificamente ao período Neolítico, datado com dez mil anos. Inicialmente, o objetivo principal dos barcos assentava na caça e na pesca. Segundo arqueólogos, a canoa é o barco mais antigo, construído com troncos de árvores. [5]

Estruturas flutuantes de betão e de aço têm sido utilizadas em ambiente marítimo desde o início do século XX, quer numa primeira instância na forma de navios, como também mais tarde na forma de pontes, plataformas petrolíferas e turbinas eólicas. [6]

Apesar de todas as vantagens adjacentes à sua utilização, estas estruturas apresentavam variados entraves ao seu desenvolvimento. Pode-se mencionar a suscetibilidade que estas apresentam a tempestades e a repentinas mudanças do meio onde estão inseridas – o meio aquático. Com uma correta abordagem a este problema, o estudo mais exato das condições do local e com o melhoramento da tecnologia aliado ao desenvolvimento dos métodos e materiais de construção, este problema foi sendo ultrapassado. [2]

A escassez de aço durante os períodos das guerras mundiais resultaram na necessidade do emprego de betão armado na construção de embarcações, como pode ser observado na figura 1.2, apesar de este provar não ser eficiente economicamente. No final dos anos cinquenta, nas Filipinas, já se encontravam em serviço várias barcas construídas a partir de betão pré-esforçado. Na década seguinte deu-se a edificação de faróis flutuantes em que alguns deles eram fixos ao solo marítimo através de âncoras. [6]



Fig. 1.2- Navio de betão armado [7]

Por volta de 1910 começa a construção de plataformas *offshore* cujo principal objetivo era a obtenção de petróleo. Estas primeiras plataformas tratavam-se de estruturas rudimentares que necessitavam de alcançar fisicamente o fundo do mar para poder operar. Como tal, poderiam apenas ser construídas em locais de pequena profundidade. Não demorou até as reservas petrolíferas esgotarem e a busca por mais apontou as empresas interessadas para o alto mar. O primeiro poço perfurado a uma longa distância da

costa, a cerca de 17km da linha costeira do estado de Louisiana, data de 1947 e pode ser observada na figura 1.3. [8]



Fig. 1.3- "Rig16" – primeira plataforma *offshore* [8]

No final do ano 1986 já existiam dezoito plataformas *offshore* apenas no mar do Norte. Atualmente o número desse tipo de estrutura ronda os 850 por todo o mundo. [8]

As tecnologias desenvolvidas de modo a levar a cabo a expansão das estruturas petrolíferas contribuiu em grande parte para a evolução de outras estruturas flutuantes como é o caso das turbinas eólicas *offshore* (figura 1.4) mas também as pontes flutuantes.



Fig. 1.4- Turbinas eólicas flutuantes

### 1.3.2. COMPARAÇÃO COM AS PONTES CONVENCIONAIS

A análise de pontes flutuantes necessita de ter certos aspetos em conta quando comparado com estruturas que se encontram construídas com fundações em terra [4] como por exemplo as seguintes:

- As forças horizontais que atuam neste tipo de estrutura devido à força das ondas são várias vezes maiores do que em infraestruturas terrestres. Uma conexão rígida irá prevenir os movimentos horizontais enquanto um sistema de ancoragem irá permitir pequenos deslocamentos. O principal objetivo da utilização de um sistema de ancoragem é a prevenção do movimento devido às ações constantes das forças do vento, da corrente e das ondas;
- Numa estrutura flutuante o carregamento vertical, resultante do peso próprio e das restantes cargas, é respondido pela impulsão;
- A utilização de cabos de ancoragem atirantados ao invés do uso de catenária exige a flutuação adicional do tabuleiro de modo a garantir o pré-tensionamento do cabo. As tensão nos cabos irá ser maior quando a maré estiver mais alta. A principal desvantagem deste método resulta da dificuldade de dimensionar este tipo de sistema, isto é, um aumento de tensão súbito proveniente de um acontecimento natural como um tsunami pode levar ao colapso da estrutura;
- É necessário ter especial atenção aos possíveis acidentes como por exemplo o embate de um navio de modo a garantir a segurança e que a estrutura não seja afetada por uma possível falha progressiva resultante desse acidente;
- Devido à proximidade com a água este tipo de obra deve ser dotado de uma boa resistência contra a corrosão. Além disso deve ser alvo de manutenção e inspeção constante devido ao facto que uma pequena falha poder progredir até se tornar um sério problema estrutural. Uma resposta rápida é fundamental.

### 1.3.3. RESENHA HISTÓRICA

As pontes flutuantes, do ponto de vista histórico e similarmente às outras pontes, surgem com um carácter temporário e só mais tarde como obras mais duradouras. A maior diferença é que a grande força impulsionadora por detrás destas pontes foram as guerras, como será mais aprofundado de seguida.

Os historiadores defendem que as primeiras pontes flutuantes surgiram na China por volta do século XIII a.C., mas só mais tarde, no século III a.C. é que de facto existe alguma evidência da primeira ponte flutuante permanente [1], estas primeiras pontes tratavam-se de estruturas rudimentares constituídas por barcos dispostos transversalmente e amarrados de forma a não se moverem.

Contudo, quando comparado com as pontes convencionais existe pouca informação histórica disponível, sabemos porém que depois dos Chineses muitos foram os povos que utilizaram uma versão de pontes flutuantes de modo a movimentar soldados e equipamento militar, entre eles, os romanos, gregos, mongóis. [1] Um exemplo de uma ponte flutuante chinesa pode ser observado na figura 1.5.



Fig. 1.5- Ponte flutuante, rio Gongjiang, China [9]

#### 1.3.3.1. Ponte de Rei Xerxes

O caso que seguidamente se apresenta é um exemplo de uma ponte flutuante temporária contruída com o objetivo de permitir a passagem do exército persa ao longo de um estreito. Cerca de 480 a.C., o rei Xerxes da Pérsia de modo a permitir a travessia do seu imenso exército através de Helesponto, atualmente Dardanelos, com o objetivo de invadir a Grécia, ordenou a construção de uma ponte flutuante que vencesse esse estreito de 1300 metros. [10]

Duas pontes foram construídas ligando as duas margens, mas antes que o seu exército pudesse passar, estas foram destruídas por uma tempestade. Xerxes como castigo mandou decapitar os engenheiros responsáveis pela obra. Uma segunda ponte foi construída utilizando cerca de 600 barcos ligados através de cordas de linho pesado e de papiro e ancorados ao fundo graças a pesadas ancoras. A ponte possuía ainda uma abertura de modo a não comprometer a circulação de embarcações ao longo do estreito. [10]

A ponte, que pode ser observada na figura 1.6, resistiu à passagem do exército que acabaria por chegar e conquistar Atenas. [10]



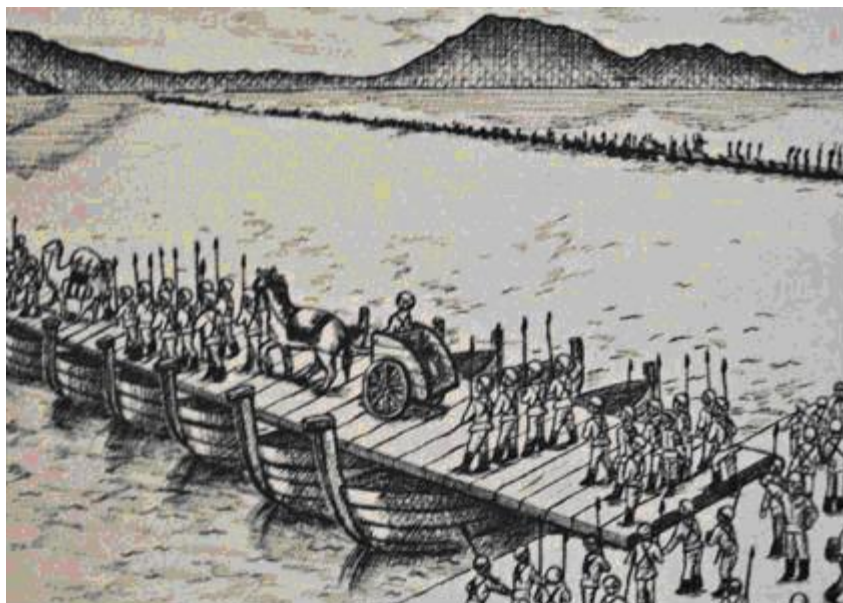


Fig. 1.6- Ponte de rei Xerxes [11]

Ao longo dos tempos muitas mais pontes flutuantes foram utilizadas no âmbito da guerra, desde os Impérios antigos até às Guerras Mundiais.

Durante a idade média observou-se o declínio da utilização de pontes flutuantes, que eram construídas apenas para a ocasional travessia de um exército ou em comunidades que não possuíam os recursos necessários para edificar pontes mais permanentes. Mas existem sempre exceções, como é o caso da ponte das barcas que existiu na cidade do Porto.

#### 1.3.3.2. Ponte das Barcas

Ao longo dos séculos as populações do Porto e de Gaia terão tido o desejo de comunicarem, trocarem bens e serviços entre si. A travessia de uma margem para a outra fazia-se recorrendo a jangadas e pequenas embarcações. Como podemos observar pelas gravuras da época o tráfego de barcos seria muito intenso.

A primeira ponte permanente na cidade do Porto seria então a ponte das barcas que foi construída no ano 1806 (figura 1.7), contudo existem relatos de pontes que existiram neste local previamente a esta.

Esta ponte era constituída por 20 barcas ligadas entre si através de cabos de aços e ancoradas ao fundo do rio. Esta abria-se e fechava-se a meio para dar lugar à passagem de embarcações e era desmontada em períodos de cheia de modo a evitar a sua destruição. [12]

Contudo no dia 12 de março de 1809, durante a 2ª invasão francesa, as tropas do general Soult marcharam pela cidade do Porto. A população fugiu para sul atravessando a ponte mas esta devido à sua fragilidade cedeu e cerca de 4000 pessoas que faziam a travessia caíram no rio Douro e morreram. [12]



Fig. 1.7- Ponte das barcas, Porto

Mais recentemente, por necessidade e pela evolução dos métodos construtivos as pontes flutuantes ganharam um novo lugar na forma como o Homem se movimenta. As próximas pontes apresentadas foram todas dimensionadas, construídas e postas em funcionamento no último século.

Atualmente existem cerca de uma dúzia de pontes flutuantes em todo o mundo em funcionamento. Cinco delas estão localizadas nos Estados Unidos da América, quatro encontram-se em Washington e a outra no Havai. As restantes podem ser encontradas na Noruega, Holanda, Canadá, Alemanha e Japão.

Cada uma destas pontes tem características únicas que variam conforme o sítio onde estão localizadas. Como se poderá verificar neste subcapítulo as pontes flutuantes existentes nos Estados Unidos são pontes do tipo flutuador contínuo enquanto as pontes que se situam na Noruega são de flutuador separado. [4] Segue-se uma apresentação destas, respeitando a ordem cronológica de construção.

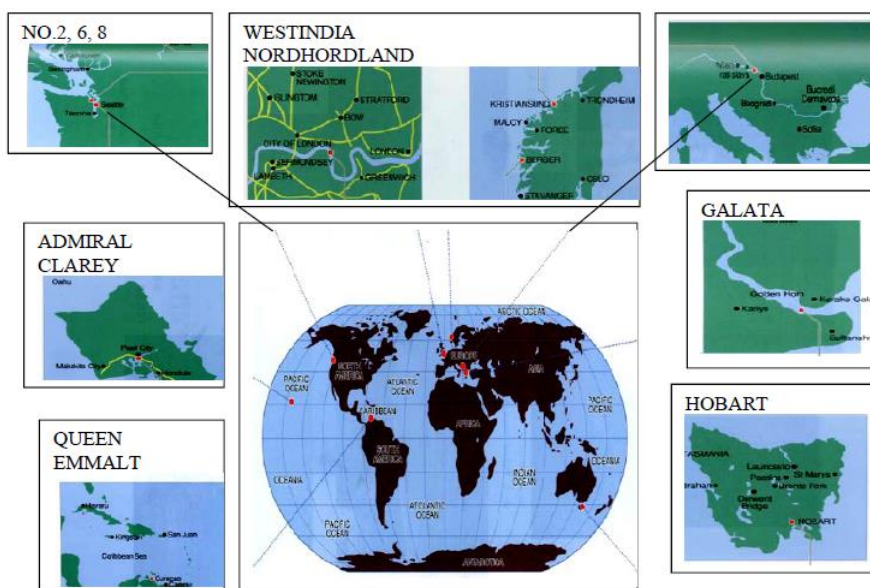


Fig. 1.8- Algumas das várias pontes flutuantes atuais e a sua localização [4]

#### 1.3.3.3. Galata

A ponte Galata (Fig. 1.9) atravessa o Corno de Ouro em Istambul, Turquia. Esta faz parte da literatura turca desde o final do século dezanove. A construção da ponte de 466m terminou em 1912, ao contrário das restantes pontes abordadas anteriormente esta já não se encontra em utilização atualmente, tendo sido recentemente substituída por outra ponte não flutuante. Com um vão central de 240m e 25m de largura era a maior ponte do mundo na altura em que a sua construção terminou, efetuando a ligação entre a Ásia e Europa. [1]



Fig. 1.9- Ponte Galata [16]

#### 1.3.3.4. Lacey V. Murrow e Third Lake Washington

A ponte Lacey V Murrow está localizada a cerca de cinquenta quilómetros da ponte Governor Albert D Rosellini é atualmente a segunda ponte flutuante mais longa do mundo. Esta ponte é revolucionária devido ao facto de ter sido a primeira ponte flutuante construída em betão. Desde a sua construção em 1940 que é uma rota importante para o acesso a veículos pesados à cidade de Seattle. O crescimento do volume de tráfego exigiu a construção de uma ponte mais larga paralela a esta.

A ponte Third Lake Washington, oficialmente ponte Homer M. Hadley Memorial é a quinta ponte mais longa do mundo. A maioria dos locais não distingue esta ponte da anterior, referindo-se a estas duas como a ponte Mercer Island. Foi desenhada para suportar ventos de 100km/h e marés de 1.2m. [1] Ambas podem ser observadas na figura 1.10.





Fig. 1.10- Pontes Lacey V. Murrow e Third Lake Washington [15]

#### 1.3.3.5. Hobart

A ponte Hobart (Fig. 1.11) completada em 1943 na Tasmânia, Austrália, tem um comprimento de 956 metros e apoia-se em flutuadores ocos de betão para fazer a travessia ao longo do rio Derwent, conseguindo resistir a marés de 2.4m e ventos na ordem dos 198km/h. Já foi substituída desde a sua construção original. [1]

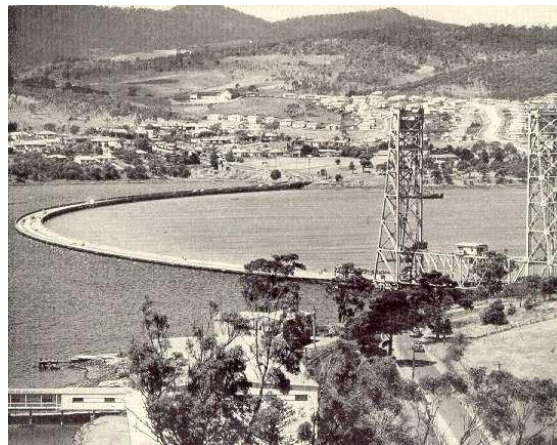


Fig. 1.11- Ponte Hobart [20]

#### 1.3.3.6. Kelowna

A ponte de 640 metros que também é conhecida por Okenagan Lake Bridge (Fig. 1.12) foi concluída no ano 1958 em Kelowna, Colômbia Inglesa, Canadá. Os flutuadores de 61x15x4.4m estão numa zona cuja profundidade é de 49m e a variação das marés ronda os 1.5m. Foi substituída em 2008 pela ponte William R. Bennett. [1]



Fig. 1.12- Ponte Kelowna [21]

#### 1.3.3.7. Governor Albert D. Rosellini

Antes chamada ponte Evergreen Point (Fig. 1.13), situa-se no Lago Washington e é a ponte flutuante mais longa do mundo. A estrutura mede de uma margem à outra 4750 metros onde a secção flutuante mede 2310 metros. A ponte abriu pela primeira vez em 1963 com o objetivo de facilitar o acesso a Seattle a partir das comunidades adjacentes. Atualmente a ponte encontra-se perto do seu fim de vida útil e uma ponte nova já está a ser construída. [13]

A sua construção começou em 1960. As secções flutuantes foram fabricadas na costa e depois foram postas a flutuar e rebocadas até as suas posições finais onde foram amarradas a âncoras de maneira a não se moverem. [1]

Inicialmente projetada para um fluxo de 65000 veículos por dia a passar nas suas 4 faixas de trânsito, agora conta com 115000 veículos diários. Esta ponte está exposta a marés de 1.2m e ventos de velocidade na ordem dos 137km/h. [1]



Fig. 1.13- Ponte Governor Albert D. Rosellini [13]

#### 1.3.3.8. Hood Canal

A ponte em questão, que pode ser observada na figura 1.14, está localizada no estado de Washington e efetua a ligação entre duas penínsulas. Com um comprimento de 2398 metros em que 1988 destes são flutuantes, é a ponte flutuante mais longa do mundo localizada em água salgada e a terceira maior no geral. Durante o seu planeamento e construção foi alvo constante de críticos que questionavam se uma ponte flutuante seria capaz de resistir à alta intensidade dos ventos e das marés deste local. A secção central da ponte recolhe-se de modo a oferecer uma passagem de 183m de largura ao tráfego marítimo. Apesar de ter sido desenhada para aguentar com ventos na ordem dos 133km/h a ponte fica encerrada caso a velocidade ultrapasse os 64km/h durante um breve período de tempo. [1]



Fig. 1.14- Ponte Hood Canal [14]

#### 1.3.3.9. Bergsøysund

A secção flutuante desta ponte de 934 metros mede 845 metros. A sua construção foi completada no ano 1992 e está localizada na cidade de Kristiansund na Noruega. Esta ponte foi a primeira do seu tipo no mundo, ao aproveitar-se da forma em arco de modo a dispensar o sistema de ancoragem. Tem um tempo de vida útil de 100 anos e assim como a ponte Nordhordland (Fig. 1.15) possui uma superestrutura de aço apoiada em flutuadores de betão. Possui sete flutuadores de betão que estão



divididos em nove compartimentos estanques. Foi desenhada para suportar variações de maré de 4 metros e velocidades de vento de 135km/h. [1]



Fig. 1.15- Ponte Bergsøysund [17]

#### 1.3.3.10. Nordhordland

Esta ponte de 1246 metros, que pode ser observada na figura 1.16, foi completada no ano 1994 em Bergen na Noruega e possui uma secção flutuante de 1159 metros. Como já referido a estrutura desta ponte é muito similar à anterior. Ela permite efetuar a travessia entre um Fjord de 500 metros de profundidade. É constituída por 10 flutuadores que dividem a ponte em vãos de 113.25m. O tabuleiro tem 10m de altura e esta localizado 11m acima da água. [1]



Fig. 1.16- Ponte Nordhordland

#### 1.3.3.11. Yumemai

A ponte Yumemai (Fig. 1.17) tem 879 metros, em que 366 desses são uma secção flutuante móvel que permite a travessia de navios de maior porte. A sua construção terminou em 2000 em Osaka, Japão. Esta ponte flutua através de dois flutuadores de aço ocos cujas dimensões de cada um são 58x58x8m. [1]



Fig. 1.17- Ponte Yumemai [18]

#### 1.3.3.12. West India Quay

Localiza-se em Docklands em Inglaterra e a sua construção terminou no ano 1996. A ponte de 94 metros (Fig. 1.18) é construída em aço e apresenta um arco ligeiro estando suportada em quatro flutuadores. O tabuleiro está dividido em três partes, duas secções ligeiramente inclinadas nos lados e uma parte central que pode ser levantada através de um sistema hidráulico de modo a permitir a passagem de barcos. [1]



Fig. 1.18- Ponte pedonal West India Quay [19]



1.3.3.13. William R. Bennet

Tendo a extensão de 1060 metros em que 690 metros são uma serie de nove flutuadores que suportam um tabuleiro elevado. Permite a passagem de embarcações na parte central por debaixo do tabuleiro que esta localizado 18 metros acima da água. A ponte (Fig. 1.19) tem cinco faixas e é destinada a um trafego diário de 80000 veículos. [1]

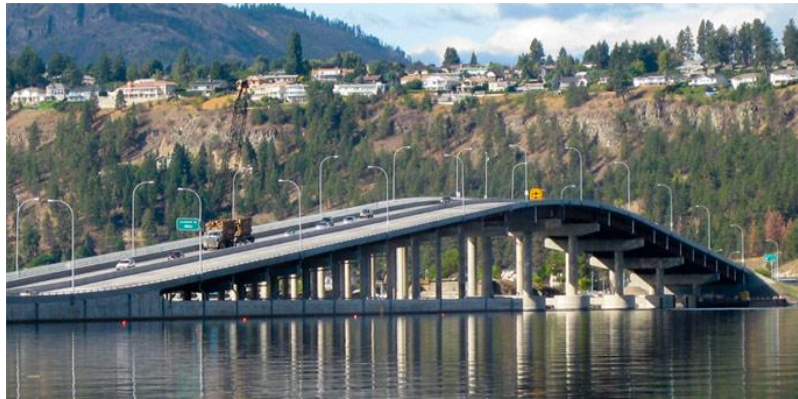


Fig. 1.19- Ponte William R. Bennet

Tabela 1.1- Características das pontes flutuantes construídas no último século

Nº	Ano	Nome	Local	Profundidade	Comprimento	Dimensão Flutuadores
1	1912	Galata	Istambul, Turquia	41	466	25*9*3.7
2	1940	Lacey V Murrow	Lago Washington, EUA	75	2018	107*18*4.4
3	1943	Hobart	Tasmânia, Austrália	31	965	40*11*3.7
4	1957	Kelowna	Colômbia Britânica, Canada	49	640	61x15x4.6
5	1963	Governor Albert D. Rosellini	Lago Washington, EUA	61	2310	110*18*4.5
6	1983	Hood Canal (nova)	Lago Washington, EUA	104	1972	110*18*5.5
7	1989	Third Lake Washington	Lago Washington, EUA	61	1771	108*23*5
8	1992	Bergsøysund	Kristiansund, Noruega	300	934	34*20*6
9	1994	Nordhordland	Berger, Noruega	500	1246	42*12.5*6.8
10	1996	West India Quay	Londres, Inglaterra		94	Φ2.8*10
11	2000	Yumemai	Osaka, Japão	10	410	58*58*8
12	2008	William R. Bennet	Colômbia Britânica, Canada	60	1060	

Tabela 1.2- Características das pontes flutuantes construídas no último século (continuação)

Nº	Condições Naturais						Material dos flutuadores	Método de Ancoragem
	Variação nível da água	Altura das ondas	Ciclos de ondas	Velocidade corrente	Velocidade vento	Faixas		
1	0.6			3.0		4	Aço	Corrente/ Ancora
2	1.2	2.4	4.0		28	4	Betão	Cabo/Ancora
3	2.4	2.1		1.5	55	2	Betão	Fixo
4	1.5	1.8				2	Betão	Corrente/ Ancora
5	1.2	2.7			38	4	Betão	Cabo/Ancora
6	5.0	3.3		1.5	37	2	Betão	Cabo/Ancora
7	1.2	2.4	4.6		28	5	Betão	Cabo/Ancora
8	4.0	1.4	4.5	1.3	37.5	2	Betão	Fixo
9	3.0	1.7	5.1		27.1	2	Betão	Fixo
10							Aço	Cabo/Ancora
11	2.0	2.5	7.7	0.3	42	4	Aço	Pilares
12		2.3				5	Betão	Cabo/Ancora

#### 1.3.4. CONCEITO DE PONTE FLUTUANTE

O conceito de ponte flutuante tira partido do impulso hidrostático de modo a equilibrar as cargas que atuam nela. Segundo o Princípio de Arquimedes: “Todo o corpo mergulhado num fluido em repouso, fica sujeito a uma força vertical que atua debaixo para cima, cuja intensidade é igual ao valor do peso do fluido deslocado pelo corpo.” [22]

$$I = \rho f * V_f * g \quad (1.1)$$

Para uma análise estrutural, uma ponte flutuante pode ser considerada, ainda que de uma maneira muito simplificada como uma viga em apoios elásticos em que as cargas verticais são resistidas pela impulsão. Por outro lado as forças longitudinais e transversais são resistidas por um sistema de âncoras e/ou por elementos estruturais. [4]

##### 1.3.4.1. Introdução à hidrostática

A força ascendente que atua num corpo flutuante pode ser denominada como força de Arquimedes em honra do autor do princípio referido anteriormente. Como pode ser verificado na fórmula (1.1), esta

força será igual ao produto da densidade do fluido,  $\rho$ , pela aceleração gravítica,  $g$ , pelo volume deslocado de água,  $V$ . [22]

Quando se trata de um corpo cujo movimento vertical é permitido, numa situação de equilíbrio, a força gerada pela massa do corpo será igual à força de impulsão. A esquematização de uma estrutura flutuante na figura seguinte será utilizada de modo a compreender as várias definições e princípios presentes na flutuação.

Na figura 1.20 é possível observar o centro de gravidade que é representado pela letra  $G$ . O ponto  $B$  será o centro de impulsão e coincide com o centro do volume de água deslocada.

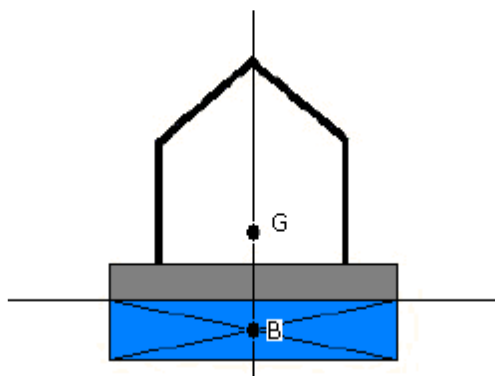


Fig. 1.20- Corpo flutuante com as posições do centro de impulsão e do centro de gravidade [23]

Caso exista uma carga vertical excêntrica, uma carga horizontal ou um momento resultará numa rotação em torno do centro do metacentro e consequentemente numa certa inclinação no corpo flutuante, como se pode observar na figura 1.21.

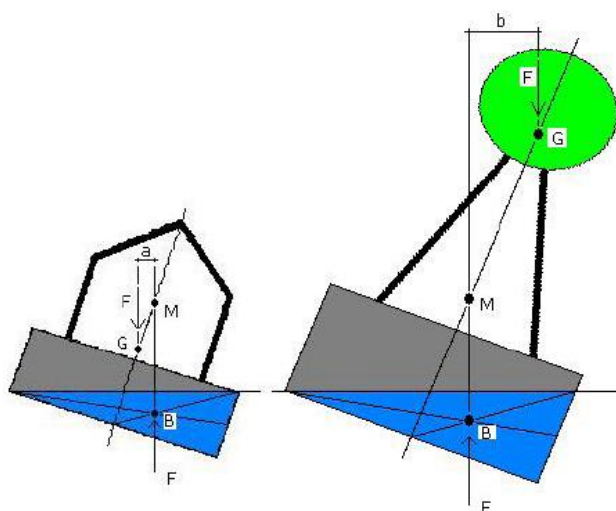


Fig. 1.21- Rotação imposta em estruturas flutuantes com centros de gravidade baixo e alto. [23]

Como já indicado:

$M$  – metacentro;

$B$  – centro de impulsão;

F – força gravítica/força de impulsão.

Uma rotação fará com que uma parte da estrutura fique numa posição mais profunda do que numa situação inicial enquanto outra parte fique a uma profundidade menor. De acordo como a hidrostática a parte mais profunda irá deslocar um maior volume de água, e consequentemente gerar uma maior força de impulsão. Desta forma será gerado um momento de reação contrario que atuará no sentido de levar o corpo de novo a uma posição de equilíbrio. [23]

A inclinação gerada, devido a uma carga ou momento, pode ser calculada tendo em conta a rotação necessária para gerar um momento contrário que iguale o momento imposto pela ação estática em questão. Tal pode ser alcançado aplicando os princípios de hidrostática. [23]

$$M_s = M_{estabilizador} \quad (1.2)$$

Em que,

$M_s$  – momento devido à solicitação;

$M_{estabilizador}$  – momento estabilizador devido às pressões hidrostáticas

Caso o momento ascendente gerado pela pressão da água seja suficiente para conduzir o corpo novamente à posição de equilíbrio e de novo à posição inicial antes da solicitação diz-se que o corpo é estável. [23]

A estabilidade pode ser definida como a condição de um corpo voltar à posição de equilíbrio. Diz-se que um corpo é estável quando volta ao estado de equilíbrio e instável quando esta não volta ao estado de equilíbrio. [24]

O ponto de intersecção da linha de ação da força de impulsão e do eixo da estrutura é denominado como metacentro.

A estabilidade de uma estrutura flutuante é definida pela distância que existe entre o centro de gravidade e o metacentro, a altura do metacentro, GM. [23]

Na figura seguinte estão demonstradas duas estruturas flutuantes em que é imposta uma rotação. Devido a essa rotação o centro de impulsão desloca-se para a direita.

Devido à impulsão imposta, tanto a força de Arquimedes que atua no centro de impulsão como também a força gravítica que atua no centro de gravidade já não se encontram no mesmo eixo. Consequentemente surgem momentos. [23]

Na estrutura da esquerda o metacentro está numa posição superior ao do centro de gravidade, como tal surgem momentos estabilizadores:

$$M_{estabilizador} = F \times a$$

Isto significa que a estrutura irá voltar à posição de equilíbrio inicial. Esta estrutura é estável.

Por outro lado no corpo da direita a posição do metacentro é inferior à do centro de gravidade como tal surgirá um momento desestabilizador:

$$M_{desestabilizador} = F \times b$$

O que significará que a estrutura não volta à posição inicial. Esta estrutura é instável.

Com o exemplo anterior pretende-se demonstrar a importância da posição do metacentro, M, ser superior à posição do centro de gravidade, G.

Quanto mais elevada for a posição metacentro em relação ao centro de gravidade maior será o momento estabilizador e consequentemente mais estável será a estrutura. A distância entre G e M é chamada como altura metacêntrica, GM. Como tal, quanto maior for a altura metacêntrica maior será a estabilidade. [23]

A figura 1.22 tem como objetivo auxiliar o cálculo da altura metacêntrica.

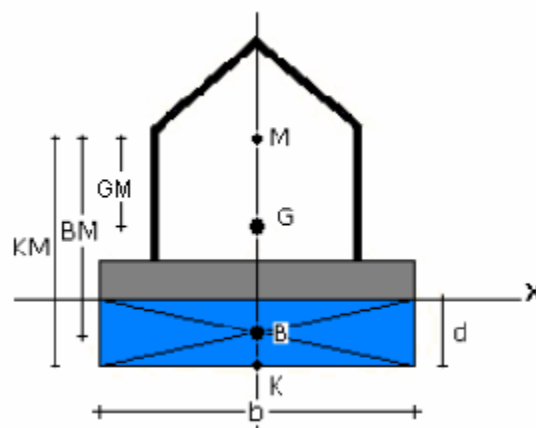


Fig. 1.22- Altura metacêntrica [23]

Utilizando a fórmula de Scribanti [23] é possível calcular a distancia entre o centro de impulsão, B, e a posição do metacentro, M:

$$BM = \frac{I_w}{\Delta} * (1 + \frac{1}{2} * tg^2 \alpha) \quad (1.3)$$

Em que:

$I_w = l * b^3 / 12$ , momento de inercia da projeção em planta do flutuador;

$\Delta = l * b * d$ , volume de agua deslocado;

$\alpha$ , ângulo de rotação.

É possível verificar da fórmula anterior que a rotação irá influenciar a altura do metacentro. Mas para pequenas rotações, cujo angulo é inferior a 10°, a rotação pode ser desprezada [23]. Originando a seguinte fórmula significada:

$$\overline{BM} = I_w / \Delta \quad (1.4)$$

Para um corpo flutuante com uma forma retangular o seguinte é verificado:

$$I_{w,rect} = \frac{1}{12} lb^3$$

$$\Delta = lbd$$

O que resulta na seguinte simplificação:

$$\overline{BM} = \frac{b^2}{12 \times d} \quad (1.5)$$

No caso de um flutuador retangular a estabilidade oferecida não será a mesma em ambas as direções ortogonais caso o comprimento e a largura sejam diferentes. O corpo será menos estável na direção mais curta. [23]

A altura da posição do centro de impulsão a partir da parte inferior do flutuador é metade da altura submersa deste, caso este apresente formula rectangular:

$$\overline{KB} = \frac{1}{2}d$$

A distância entre a posição do metacentro e parte inferior do flutuador será, portanto:

$$\overline{KM} = \overline{KB} + \overline{BM} = \frac{b^2}{12d} + \frac{1}{2}d$$

Finalmente, quando o centro de gravidade é sabido tem-se a fórmula para o cálculo da altura metacêntrica, GM:

$$\overline{GM} = \overline{KM} - \overline{KG} = \frac{b^2}{12d} + \frac{1}{2}d - \overline{KG} \quad (1.6)$$

Quando determinada a altura metacêntrica a rotação imposta por um carregamento pode ser calculada. Como demonstrado na figura 1.21 o momento estabilizador é:

$$M_{estabilizador} = F \times a$$

Em que:

F – força gravítica/força de impulsão.

A distância, a, dependerá do ângulo de rotação e da altura metacêntrica:

$$a = \sin \alpha \times GM$$

O que resulta no  $M_{estabilizador}$ :

$$M_{estabilizador} = F \times \sin \alpha \times GM$$

Quando a rotação não é imposta mas sim o resultado de um momento que está a atuar no corpo, o momento estabilizador será igual ao momento imposto. Como tal a rotação resultante pode ser calculada da seguinte maneira:

$$\sin \alpha = \frac{M}{F \times GM} \quad (1.7)$$

#### 1.3.5. TIPOS DE PONTES FLUTUANTES

Como já referido, as pontes flutuantes começaram por ser um conjunto de embarcações unidas transversalmente que juntamente com tábuas de madeira, materializavam um pavimento de passagem. Com o decorrer dos anos deu-se a natural evolução dos métodos e processos construtivos sendo executável a adição de aberturas de modo a ser possível a passagem de pequenas embarcações, partes móveis para a circulação de grandes navios e dispositivos de variação de flutuação de modo a compensar a elevação da altura da água.

As pontes flutuantes modernas de uma maneira geral consistem em secções de betão acopladas (ou não) a uma superestrutura de betão ou metal. Estas secções podem ser de dois tipos: de flutuadores contínuos ou flutuadores separados. O topo dos flutuadores pode ser utilizado como pavimento para circulação mas existem também soluções estruturais nas quais, no topo dos apoios flutuantes, está acoplada uma superestrutura na qual se circula.

Uma ponte flutuante de flutuadores, como a que pode ser observada na figura 1.23, contínuos consiste num conjunto em secções individuais ligadas de maneira a formar uma estrutura íntegra. O tamanho de cada secção varia conforme o comprimento do tabuleiro e das exigências impostas pelos projetistas. [2]





Fig.1.23 - Ponte de flutuador contínuo [25]

Uma ponte de flutuadores separados, como a observada na figura 1.24, consiste em flutuadores individuais colocados transversalmente e carregados por uma superestrutura. Estas estruturas devem ser suficientemente rígidas de modo a manterem a posição relativa dos diferentes flutuadores.



Fig. 1.24 - Ponte de flutuador separado [25]

#### 1.3.6. MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO

Grandes flutuadores de betão são essenciais nas maiores pontes flutuantes. A construção destes flutuadores tendo em conta a sua importância numa obra deste tipo deve seguir as melhores práticas de engenharia estrutural e marítima no que toca à fabricação, construção e especialmente no controlo da qualidade do betão e da sua estanquicidade. Este controlo de qualidade é fundamental uma vez que uma falha nesta altura pode comprometer a estrutura quando esta estiver em fase de serviço. [4]

Muitas pontes flutuantes foram construídas com sucesso recorrendo a métodos de construção, *in situ*, pré-fabricado ou combinações destes dois métodos.



Fig. 1.25 - Doca seca [4]

Estas pontes podem ser construídas em docas secas, concebidas propositadamente para o efeito. Também podem ser fabricadas em ambiente terrestre tornando assim necessária a utilização de rampas de modo a efetuar a passagem para o meio marítimo. Esta operação requer uma maior preparação e cuidado. A geometria e resistência da rampa deve obedecer aos critérios de construção e de lançamento. A construção em docas secas utiliza as mesmas técnicas como se fosse uma construção em terra seca. Este é o método que foi utilizado nas maiores pontes flutuantes do mundo, devido ao seu tamanho elas seriam construídas por secções compatíveis com as dimensões da doca. Estes segmentos por sua vez seriam rebocados para uma doca própria para assemblagem antes de serem transportados para o local final. [4]

### 1.3.7. PROJETOS PARA O FUTURO

#### 1.3.7.1. Travessias de *fjords* na Noruega

Recentemente a Noruega adotou como objetivo a nível de infraestruturas tornar as ligações efetuadas por ferry, até a data na autoestrada costal E39, em ligações físicas. Os locais das travessias em estudo estão representadas a negrito na figura 1.26. A realização deste projeto iria reduzir bastante o tempo de viagem necessário para percorrer esta via de 1100km. [26]

As condições topográficas adversas resultaram na execução de estudos de forma a obter uma solução estrutural capaz de efetuar a difícil ligação entre *fjords*. O resultado desses estudos surgiram na forma de túneis flutuantes submersos, pontes flutuantes, pontes suspensas ou uma combinação destas.

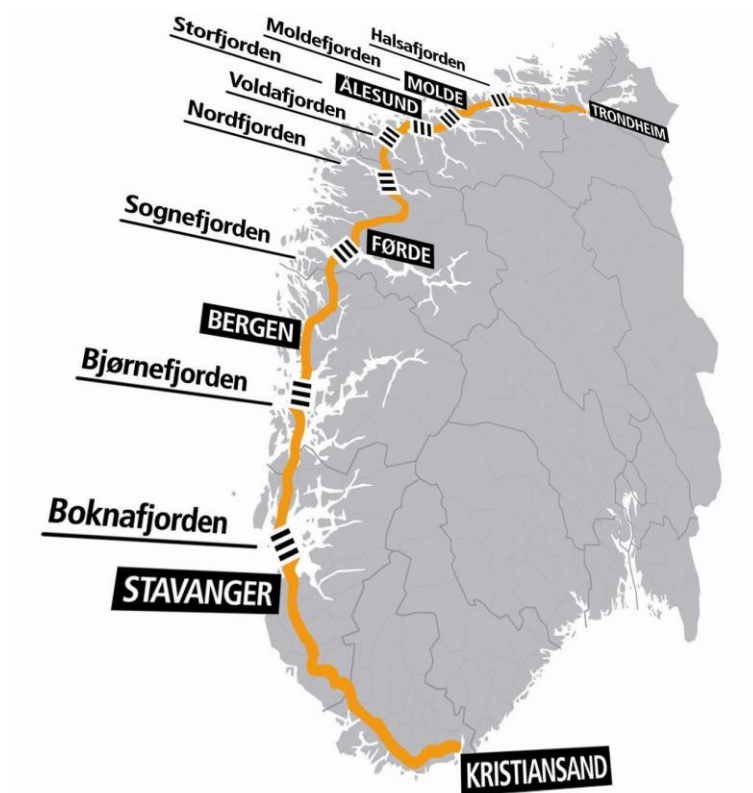


Fig. 1.26 - Plano de travessias para o futuro na Noruega [27]

O relatório levado a cabo pela Administração de estradas públicas Norueguesa apresenta soluções para cada um dos troços onde até agora só é possível efetuar a travessia através de transportes marítimos, desses os seguintes obedecem a uma tipologia de ponte flutuante:

- Bjørnefjorden: Consiste numa travessia de aproximadamente 5km cuja profundidade atinge os 500metros (Fig. 1.27).

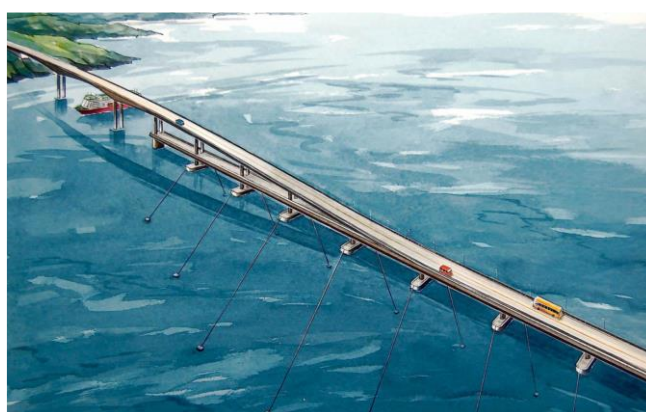


Fig. 1.27 - Projeto para Bjørnefjorden [27]

- Sognefjorden: Esta travessia é vista como um caso extremo pois trata-se de um local cujo solo marítimo está localizado a uma profundidade acima dos 1250m atingindo os 1500m. A distância entre margens é de 3.7km. Apesar de não estar sujeito a grandes forças de maré,

necessita de permitir o tráfego de grandes navios de cruzeiro. Das soluções mais realistas, as seguintes, representadas nas figuras 1.28 e 1.29, são aquelas do tipo ponte flutuante:



Fig. 1.28 - Projeto para Sognefjorden, alternativa ponte flutuante atirantada [27]



Fig. 1.29 - Projeto para Sognefjorden [27]

#### 1.3.7.2. Ponte flutuante nas Maldivas

Uma ponte convencional necessitaria de varias fundações no solo marítimo o que não só implicaria um custo de obra elevado mas também teria um grande impacto negativo em qualquer forma de vida existente. Assim surgiu o projeto de uma ponte flutuante com 330m de extensão e que será sustentada por flutuadores de aço circulares de 4m de diâmetro que serão preenchidos com gás de modo a evitar a corrosão. [28] A ponte em questão pode ser observada na figura 1.30.



Fig. 1.30 - Projeto ponte flutuante Maldivas [28]





# 2

## ELEMENTOS CONSTRUTIVOS

### 2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo da dissertação foca-se nas diferentes alternativas dos vários elementos construtivos de uma ponte flutuante.

De forma a selecionar os vários elementos constituintes destas pontes é necessário respeitar os critérios de dimensionamento e atender às circunstâncias ambientais e locais onde se irá realizar a obra. A título exemplificativo, na escolha do sistema de ancoramento, deve-se optar por um sistema de cabo de amarração/âncora quando a água é demasiado profunda. Por outro lado quando a profundidade da água é baixa, o custo de implementação de um pilar de ancoragem poderá ser inferior ao custo do sistema cabo de amarração/âncora.

Existem, contudo, alguns requerimentos relativos à utilização de um elemento construtivo específico que podem ser desenvolvidos a partir dos seguintes parâmetros [4]:

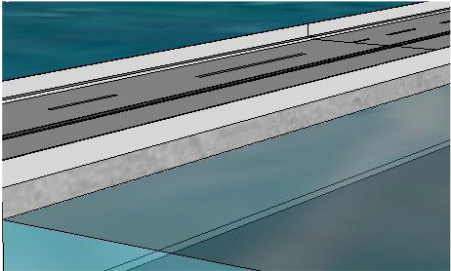
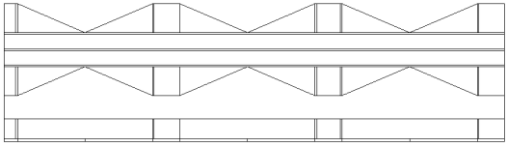
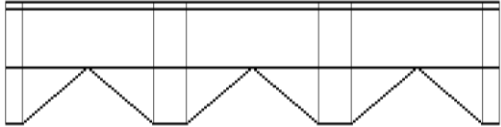
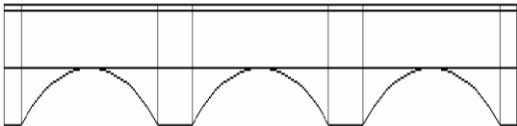
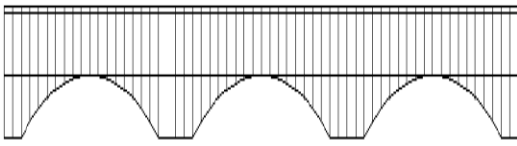
- Condição do solo;
- Profundidade da água;
- Cargas ambientais;
- Tipo de via (Itinerário Complementar, Principal, Autoestrada,...);
- Tráfego marítimo;
- Força das marés.

De maneira a facilitar a exposição dos diferentes tipos elementos construtivos, estes irão ser apresentados recorrendo ao uso de tabelas [4].

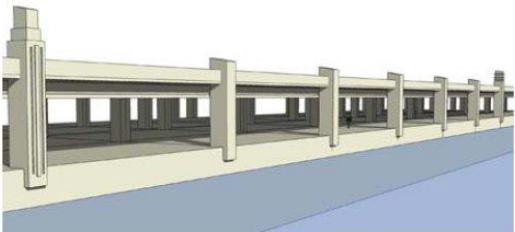
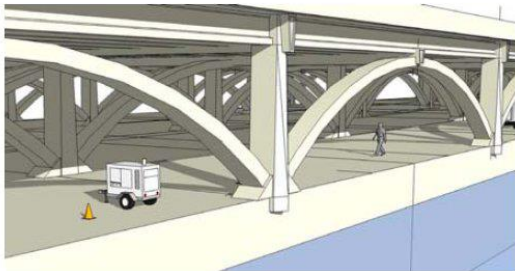
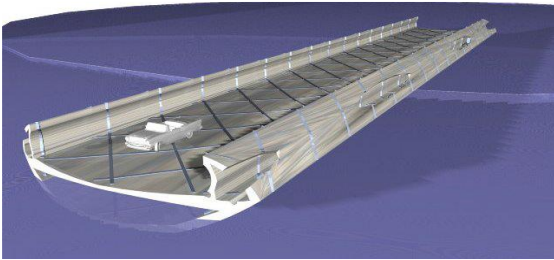
### 2.2. PONTES DE FLUTUADORES CONTÍNUOS E DE FLUTUADORES SEPARADOS

As seguintes alternativas (A1-A8) representam soluções construtivas para pontes flutuantes do tipo flutuador contínuo:

Tabela 2.1- Soluções construtivas para flutuadores do tipo contínuo [4]

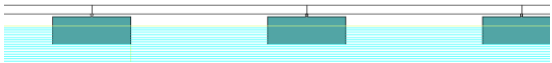
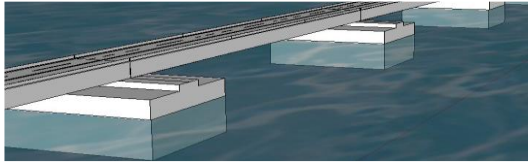
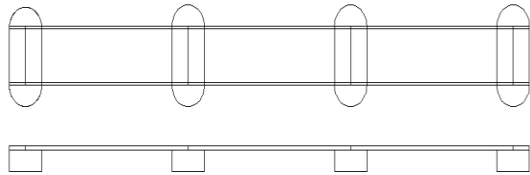
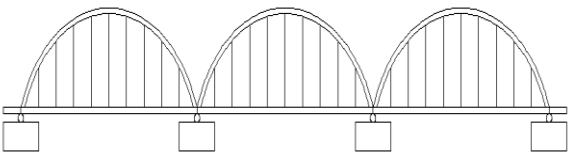
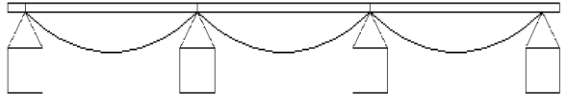
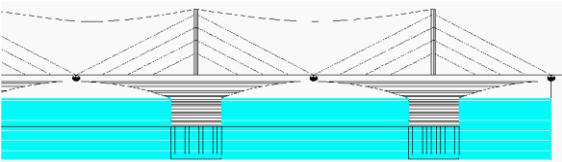

<p>A1</p> 	<p>A1: Esta é a forma mais simples de uma ponte de flutuador contínuo, bem como a mais económica para a grande parte dos casos. É um estilo bastante utilizado. A sua simplicidade faz com que este modo construtivo seja de fácil execução. Um exemplo de uma estrutura que recorre a esta técnica é a ponte Hood Canal.</p>
<p>A2</p>  <p>Vista do topo e vista lateral</p>	<p>A2: A alternativa A2 trata-se de um flutuador de dimensões normais mas de largura variável ao longo do comprimento da ponte, de forma a aumentar a sua rigidez. Este incremento de largura, utilizando “asas de betão” que são adicionadas em ambos os lados da estrutura, aumentará a pressão da água na parte inferior da ponte durante o carregamento vertical. Por este motivo, as asas devem ser planeadas de modo a resistir aos efeitos dinâmicos das ondas, sem esquecer que a massa da ponte irá ser maior.</p>
<p>A3</p>  <p>Vista lateral</p> <p>A4</p>  <p>Vista lateral</p>	<p>A3/A4: Estes sistemas dotam o tabuleiro de rigidez variável. É utilizado quando é necessário uma grande plataforma flutuante. As ligações destes devem ser realizadas nas secções menos profundas. Este sistema pode ser linear (A3) ou curvo (A4). O volume de água deslocado não será uniforme devido à variação da profundidade, mas será máximo nos pontos mais profundos.</p>
<p>A5</p>  <p>Vista lateral</p>	<p>A5: Esta alternativa consiste numa ponte apoiada em flutuadores dispostos em forma de arco de grande escala. Cada traço vertical, observado na figura, representa um flutuador de forma prismática variável. Como os vários flutuadores se encontram a diferentes profundidades o comportamento estrutural da ponte é bastante influenciado por esta característica. Se a diferença for grande o suficiente significará que alguns dos flutuadores estarão acima do nível da água o que</p>


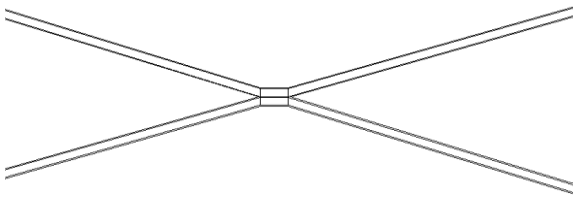


	<p>por sua vez poderá dotar a ponte de uma abertura para a passagem de tráfego marítimo.</p>
<p>A6</p>  <p>Post and beam concept</p>	<p>A6: A alternativa A6 é baseada no conceito de pilares e vigas a servirem como conexão entre o tabuleiro da ponte e o flutuador. Este método pode ser modificado de modo a ter uma ponte flutuante de dois tabuleiros caso o topo do flutuador permaneça acima do nível da água.</p>
<p>A7</p>  <p>Arch concept</p>	<p>A7: Este trata-se de outro conceito de uma ponte flutuante com dois tabuleiros que utiliza o arco de forma a direcionar as cargas do tabuleiro para o flutuador. A maior diferença deste para o anterior é que neste caso há uma maior resistência ao corte do que o modelo anterior.</p>
<p>A8</p> 	<p>A8: O efeito das marés pode ser solucionado recorrendo a esta alternativa. Este sistema funciona de maneira a que, em caso de cheia, será permitida a entrada de água dentro de tanques localizados dentro do flutuador, mantendo a ponte ao mesmo nível. Em caso de seca a água será expulsa dos tanques de modo a que a ponte mantenha a sua posição face a um nível de água com cota inferior ao normal. Este sistema consome muita energia mas dispensa a construção de uma ponte de acesso.</p>

As seguintes hipóteses (A9-A14) referem-se a pontes de flutuadores separados:

Tabela 2.2- Soluções construtivas para flutuadores do tipo separado [4]

<p>A9</p>  <p>Vista lateral</p>  <p>A10</p>  <p>Vista do topo e vista lateral</p>	<p>A9/A10: Uma ponte de flutuador separado normal consiste num conjunto de flutuadores individuais e vigas simplesmente apoiadas que fazem a conexão. Um flutuador de forma elíptica facilita o fluxo da água e reduz a pressão lateral originada pela corrente.</p>
<p>A11</p>  <p>Vista lateral</p> <p>A12</p>  <p>Vista lateral</p>	<p>A11/A12: A utilização de um arco numa ponte flutuante surge quando se está perante uma situação em que a estrutura necessita de responder a uma carga ambiental elevada ou quando se está perante vãos relativamente grandes.</p>
<p>A13</p>  <p>Vista lateral</p>	<p>A13: Esta alternativa adequa-se perfeitamente a uma ponte com grandes dimensões e, como tal, com grandes vãos. Trata-se de uma ponte constituída por flutuadores enormes capazes de sustentar todo o peso da estrutura numa secção que consiste num flutuador de grandes dimensões e duas consolas ligadas a este. Poderão ser necessários cabos de tensão de modo a adicionar resistência às consolas o que resultará numa ponte atirantada flutuante.</p>
<p>A14</p> 	<p>A14: A estabilidade rotacional de uma ponte de flutuador separado é bastante reduzida quando comparada a outro tipo, uma vez que o centro de gravidade se encontra numa posição alta e</p>

<p>Vista do topo</p> 	<p>o metacentro numa posição relativamente baixa. A forma em arco da ponte flutuante não permite a rotação da mesma. O arco deve ser apontado para a posição oposta à direção da corrente.</p>
<p>A15</p>  <p>Vista do topo de duas pontes flutuantes cruzadas</p>	<p>A15: Duas pontes flutuantes cruzadas que se intersectam a meia distância conseguem ter um bom apoio lateral. Contudo a eficiência desta forma geométrica depende do ângulo entre as duas pontes. Quanto maior este, maior será o apoio lateral.</p>

### 2.2.1. COMPARAÇÃO DOS DOIS TIPOS DE PONTES FLUTUANTES

Como já referido anteriormente uma ponte flutuante pode ser de dois tipos diferentes: o primeiro em que a ponte apresenta flutuadores contínuos, e o segundo em que exhibe flutuadores individuais. A decisão de optar entre estes dois tipos irá depender das condições do local de implantação e da função que a ponte irá ter. Apenas desta forma se poderá seleccionar o tipo de ponte que melhor se adequará.

De seguida estão apresentadas as principais diferenças que tornam estes modelos díspares entre si.

- Uma ponte de flutuador contínuo irá, inevitavelmente, interromper o tráfego marítimo e, como tal, necessitará de uma abertura para a navegação. Por enquanto uma ponte de flutuador separado não irá ser um obstáculo tendo em conta que a estrutura está a uma altura suficiente da água.
- A resistência à rotação lateral será maior no primeiro tipo que no segundo. Isto deve-se ao facto de numa ponte de flutuador contínuo a área em contacto com a água é relativamente maior e a distância do metacentro ao centro de gravidade é também maior.
- Ao optar por flutuador contínuo também se espera uma melhor estabilidade à oscilação uma vez que todo o tabuleiro estará em contacto com a água e a ancoragem estará distribuída igualmente ao longo da ponte
- Relativamente à influência das ondas, o facto de a ponte de flutuador contínuo estar completamente em contacto com a água será desta vez prejudicial uma vez que impede o fluxo natural da água. Por outro lado a solução de flutuadores separados faz com que aproximadamente 50 a 70% da ponte não esteja em contacto com a água e, como tal, esta não seja afetada pela ação das ondas.
- O primeiro tipo oferece uma maior facilidade relativamente à construção uma vez que se tratam de secções com as mesmas dimensões ligadas umas às outras. Ao contrário destas peças que são rebocadas a flutuar até ao local de construção, as pontes de flutuadores separados são constituídas por duas partes, pelos flutuadores e pelas vigas. De modo a fazer a montagem das vigas sobre os flutuadores é necessário uma grua flutuante o que implica um preço de construção mais elevado.

- A ação do vento numa ponte de flutuador contínuo será limitado e dependerá da altura do guarda-corpos. Por outro lado, a influência do vento no outro tipo será bastante maior, uma vez que existirá uma grande área de contacto pois o tabuleiro está completamente acima da água. Convém referir que a velocidade do vento aumenta com a cota, o que aumentará a força que este aplica.
- A força a atuar nos cabos de amarração de uma ponte de flutuadores separados é maior uma vez que terá de resistir a forças maiores provocadas pelo vento. As forças do sistema de ancoragem estarão distribuídas e limitadas à área dos flutuadores enquanto no tipo de ponte de flutuador contínuo serão distribuídas ao longo do comprimento total da ponte.

Tabela 2.3- Comparação dos dois tipos de pontes flutuantes [4]

Parâmetro	Ponte de flutuador separado	Ponte de flutuador contínuo
Abertura para navegação	-	+
Estabilidade à inclinação transversal	-	+
Estabilidade à oscilação	+	+/-
Influência das ondas	+	-
Influência das correntes	-	+
Influência do vento	-	+
Facilidade de construção	+	-
Ancoragem necessária	+	-
Estabilidade em arco horizontal		

## 2.3. PRINCIPAIS ELEMENTOS DE UMA PONTE FLUTUANTE

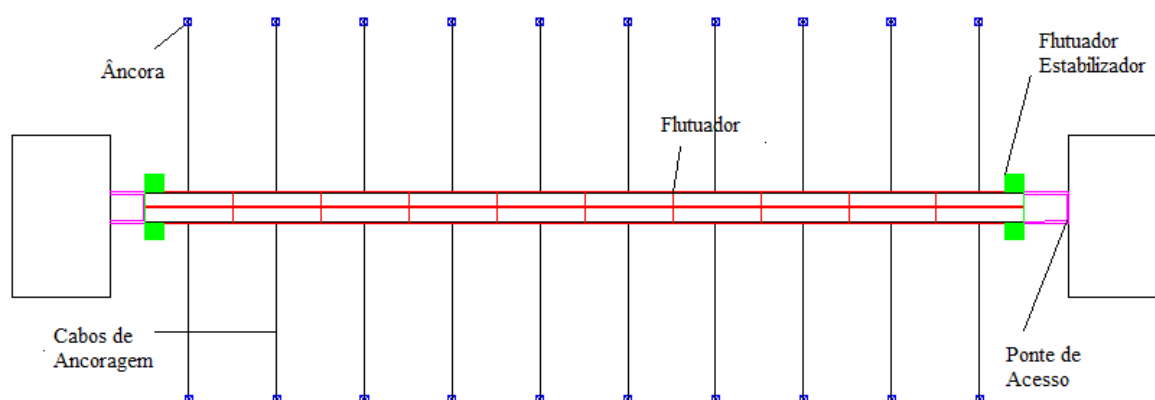


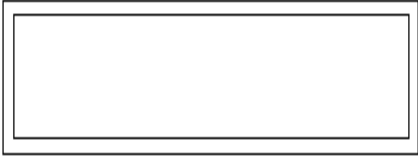
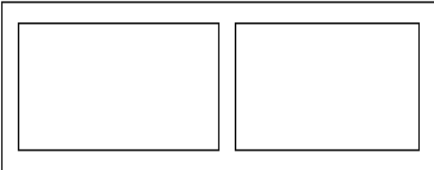
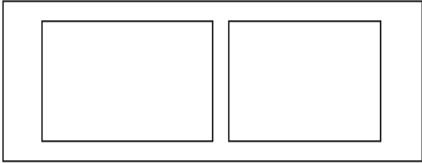
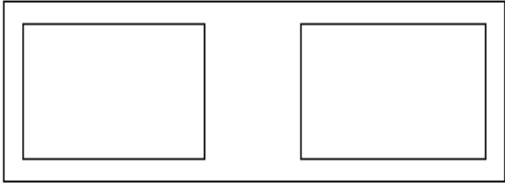
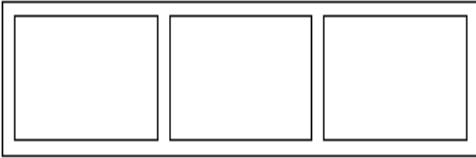
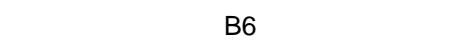
Fig. 2.1- Principais elementos de uma ponte flutuante [4] (adaptada)

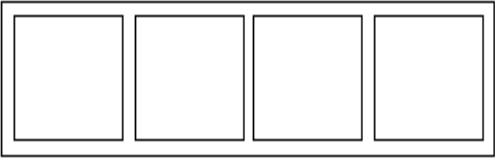

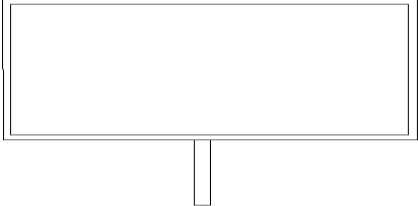
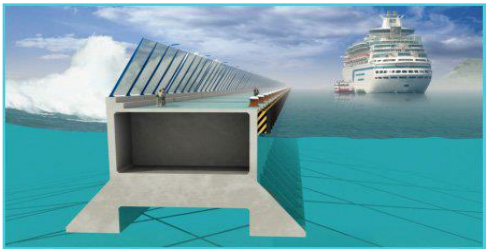
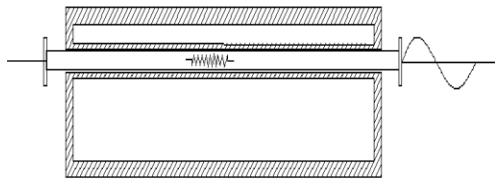
### 2.3.1. FLUTUADOR

Como já referido, uma ponte flutuante consiste numa série de flutuadores, de diferentes geometrias, que estão arrançados de determinada maneira originando, desta forma, diferentes tipos de pontes. O flutuador pode ser de betão, tubos de aço ou compósito e representa a fundação de uma ponte flutuante. O flutuador é o que mantém a ponte à superfície e responde como uma mola elástica, admitindo que o volume submerso por unidade de força é constante. As diferenças nas secções transversais e longitudinais afetam as propriedades técnicas dos flutuadores.

#### 2.3.1.1. Alternativas de flutuador quanto à secção transversal

Tabela 2.4- Soluções de flutuador quanto à secção transversal [4]


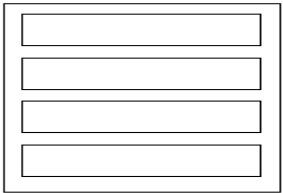
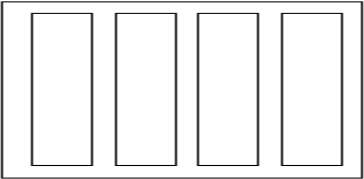
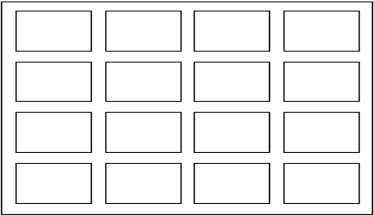
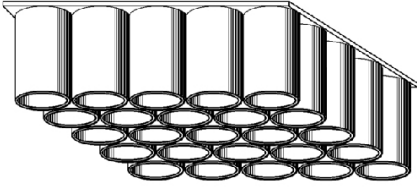
<p style="text-align: center;">B1</p> 	<p>B1: A primeira alternativa representa uma secção de betão em forma de caixa com paredes de espessura uniforme. Este tipo é utilizado para flutuadores de pequenas dimensões e sujeitos a pouco carregamento.</p>
<p style="text-align: center;">B2</p> 	<p>B2: Esta alternativa apresenta um flutuador mais largo, contudo, tal como no primeiro caso, também é destinado a cargas não muito elevadas.</p>
<p style="text-align: center;">B3</p>  <p style="text-align: center;">B4</p> 	<p>B3/B4: A parede adicional nestas alternativas dota a ponte de maior rigidez longitudinal servindo também como espaço para uma eventual instalação de cabos de pré-esforço.</p>
<p style="text-align: center;">B5</p>  <p style="text-align: center;">B6</p> 	<p>B5/B6: Estes flutuadores podem ser considerados nas duas direcções uma vez que as paredes aumentam a rigidez tanto na direcção transversal como longitudinal.</p>

	
<p style="text-align: center;"><b>B7</b></p> 	<p>B7: A principal vantagem desta alternativa reside no incremento da área projetada, o que resulta no aumento da rigidez e no aumento da massa. Estes dois fenómenos acoplados implicam o aumento da estabilidade da ponte.</p>
<p style="text-align: center;"><b>B8</b></p> 	<p>B8: A quilha na parte inferior da secção aumenta a massa e a estabilidade da ponte, aumentando a sua resistência contra movimentos rotacionais e cargas laterais, como por exemplo a força das ondas.</p>
<p style="text-align: center;"><b>B9</b></p> 	<p>B9: Este flutuador foi desenvolvido pela FDN Company e conta com duas asas cuja finalidade consiste em aumentar a rigidez da estrutura através do aumento do volume submerso. A posição inferior destas asas relativamente à estrutura, permitem uma maior estabilidade, devido a um centro de gravidade mais baixo.</p>
<p style="text-align: center;"><b>B10</b></p> 	<p>B10: Como é possível verificar pela figura esta alternativa possui uma coluna que se desloca na direção transversal que está ligada a uma placa de betão ou aço nas duas extremidades. A coluna está conectada com a ponte através de uma mola que faz com que retorne para a posição inicial após o movimento. Este sistema faz com que a força da onda seja transferida de um lado da ponte para o outro, o que resulta numa menor carga lateral que afeta a ponte.</p>

#### 2.3.1.2. Alternativas de flutuador quanto à planta

Um flutuador de betão trata-se de uma caixa com diferentes dimensões e paredes de diferentes espessuras. Na generalidade, as paredes exteriores são mais espessas que as interiores uma vez que necessitam de resistir à pressão da água. Por outro lado, são as paredes interiores que têm como objetivo aumentar a rigidez numa, ou mesmo nas duas direções, e reduzir os momentos e as forças de corte no topo e no fundo das secções. Outra função importantíssima destas é a divisão do flutuador em células que impedem a passagem da água de uma célula danificada para outra.

Tabela 2.5- Soluções de flutuador quanto à planta [4]

<p>B11</p>  <p>Secção horizontal</p> <p>B12</p>  <p>Secção horizontal</p> <p>B13</p>  <p>B14a</p> 	<p>B11/B12/B13/B14a: Estas alternativas demonstram as diferentes divisões em vista de planta utilizadas quer para flutuadores em pontes de flutuador contínuo quer em pontes de flutuador separado.</p>
<p>B15a</p>  <p>B15b</p>	<p>B15/B16: Estas destinam-se apenas para pontes do tipo flutuador separado. São constituídas por</p>

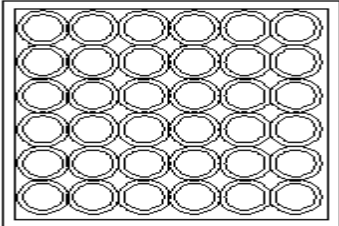
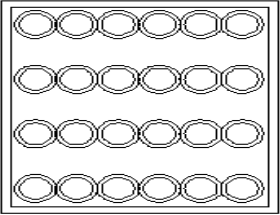
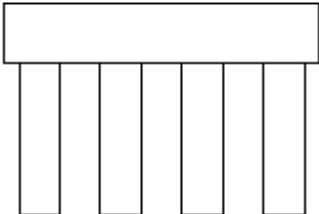
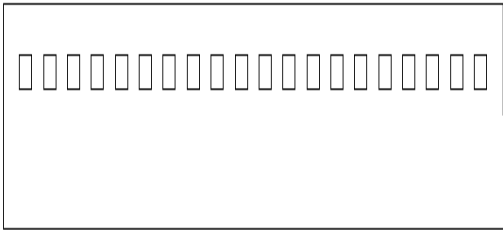
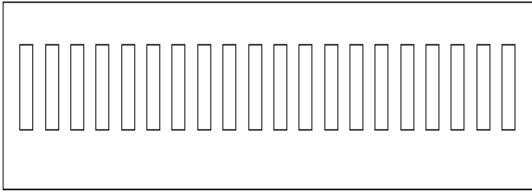
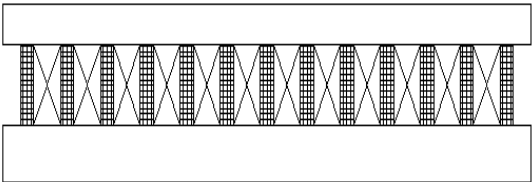
 <p>B16a</p>  <p>B16b</p> 	<p>cilindros metálicos ligados juntos no topo através de uma laje de betão. A alternativa B16 permite a passagem da água entre os cilindros de modo a reduzir a pressão lateral causada pela corrente e pela força das ondas.</p>
<p>B17a</p>  <p>B17b</p> 	<p>B17: Este flutuador tem aberturas laterais que se estendem na direção transversal. Estas aberturas estão localizadas ao nível da água e permitem dissipar a energia das ondas o que faz com que a parede externa do flutuador esteja sujeita a menos pressão lateral.</p>
<p>B18</p> 	<p>B18: A alternativa B18 consiste em duas lajes paralelas de betão ligadas por cilindros metálicos. O comprimento dos tubos depende do carregamento vertical e das propriedades das ondas.</p>




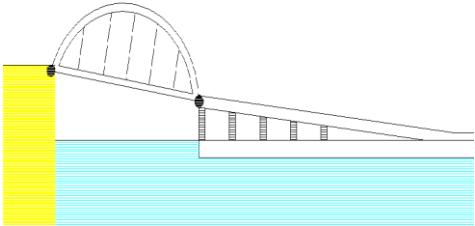
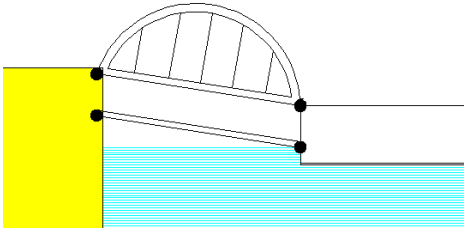
Tabela 2.6- Comparação das características dos diferentes flutuadores [4]

	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16	B17	B18
Facilidade de construção	+	+	+	+	+	+	-	+	-	-	+	+	+	+	+	+	-	-
Facilidade de manutenção	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-
Resistência às ondas	-	-	-	-	-	-	+	-	+	+	-	+	-	-	-	+	+	+
Resistência à carga do tráfego	-	-	-	-	-	+	+	-	-	-	-	+	+	+	-	-	-	-
Resistência à variação das marés	-	-	+	+	+	+	+	+	-	-	+	+	+	+	+	+	+	+
Resistência à corrente	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-	+
Estabilidade vertical	-	-	-	-	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+
Estabilidade rotacional	-	-	-	-	-	+	+	+	+	-	-	+	+	+	-	-	+	-

### 2.3.2. PONTE DE ACESSO

A ponte de acesso é um elemento que se destina, em algumas pontes flutuantes, a estabelecer a ligação entre a parte flutuante da ponte e a costa. Esta previne a estrutura de sofrer dano devido à variação das marés ou devido a ondas de altura considerável, uma vez que funciona como uma viga simplesmente apoiada com duas rótulas nas extremidades. Desta maneira, impede que ocorram forças internas indesejáveis na estrutura. Deve-se ter atenção a inclinação máxima que a pontes de acesso pode ter. As forças que estarão a atuar são o peso próprio e a carga devido ao trânsito. Além de ser capaz de se mover e rodar nas direções verticais e horizontais deve também ser capaz de fazer o mesmo na direção longitudinal. Isto significa que quando a ponte flutuante baixa, devido à maré, a ponte de acesso deve-se alongar para que as extremidades da parte flutuante mantenham-se nos mesmos planos verticais. De modo a resolver este problema utiliza-se uma ligação deslizante que confere comprimento adicional à ponte de acesso.

Tabela 2.7- Soluções de pontes de acesso [4]

<p style="text-align: center;">E1</p> 	<p>E1: Esta é a ponte de acesso utilizada na ponte Hood Canal. Situa-se a alguns metros da costa numa zona em que a água é pouco profunda.</p>
<p style="text-align: center;">E2</p> 	<p>E2: Esta alternativa foi utilizada em várias pontes flutuantes onde a diferença de altura entre a margem e o nível da água é muito grande sendo, portanto, necessário uma longa ponte de acesso de maneira a que a inclinação seja segura para a passagem de veículos. Neste caso, a utilização de um tabuleiro alto na secção flutuante elimina a necessidade de uma ponte de acesso extensa.</p>
<p style="text-align: center;">E3</p> 	<p>E3: A alternativa E3 é utilizada quando a rotação da ponte deve estar bloqueada.</p>

#### 2.3.2.1. Comprimento da ponte de acesso

A construção da ponte de acesso deve ter em consideração a variação da cota da secção flutuante devido ao efeito das marés. De modo a compensar a variação da distância à margem, resultante da mudança da posição vertical da ponte entre os dois pontos de conexão, deve-se utilizar uma ligação deslizante. As ligações devem ser compostas por rótulas, que possibilitam a rotação, e por juntas, que permitem o movimento horizontal à secção flutuante. O comprimento da ponte de acesso será calculado através da diferença de elevação máxima entre o ponto de ligação terrestre e a secção flutuante. Deve também garantir-se que esta ponte obedeça aos critérios de inclinação máxima que permitem a circulação de veículos. Existirá uma diferença de comprimento, ( $\Delta x$ ), entre a ponte de acesso e a distância entre os dois extremos da mesma. Esta diferença pode ser calculada através da seguinte fórmula:

$$\Delta x = \sqrt{(L^2 - h^2)} - X \quad (2.1)$$

Em que,

L = comprimento da ponte de acesso

h = distância entre a secção flutuante e a margem

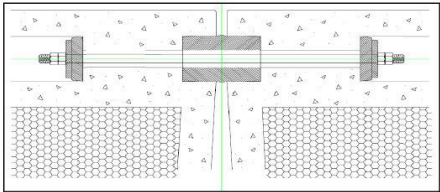
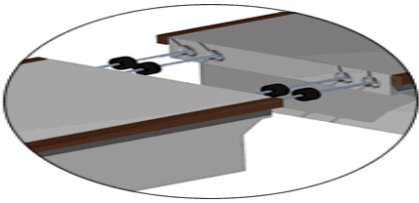
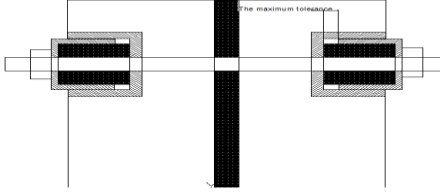
$X$  = a diferença de cota entre a ponte e a margem.

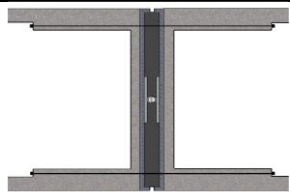
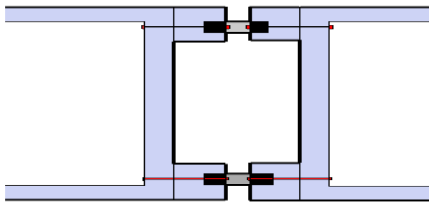
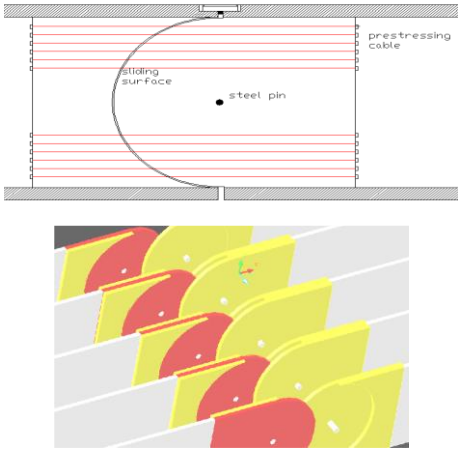
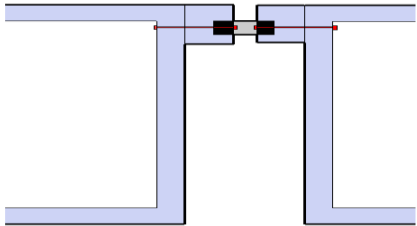
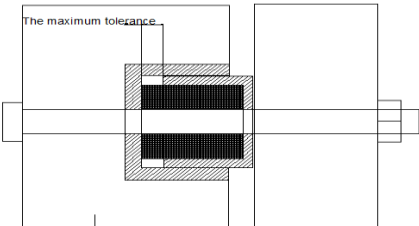
Outra razão para utilizar a junta construtiva na secção flutuante tem a ver com o facto de esta permitir a rotação da ponte.

### 2.3.3. LIGAÇÃO ENTRE FLUTUADORES

Os flutuadores podem ser conectados de várias maneiras diferentes de acordo com a funcionalidade que pretendem dotar à ponte. A ligação pode ser rígida ou flexível e em um ou vários pontos de contacto.

Tabela 2.8- Soluções de ligações entre flutuadores [4]

<p style="text-align: center;">C1</p> 	<p>C1: Esta alternativa permite o movimento horizontal em ambas as direções devido a peças de borracha que estão presentes em três posições. Uma delas está confinada entre os elementos e as outras duas estão nas extremidades da barra metálica. Este sistema faz com que aconteça o efeito de uma mola entre os elementos de betão e mantém o espaço livre entre eles.</p>
<p style="text-align: center;">C2</p> 	<p>C2: Quando a rotação entre flutuadores é parcialmente permitida esta alternativa é a ideal, uma vez que utiliza articulações com anéis de borracha na parte superior de modo a fazer com que esse tipo de conexão seja possível. Este sistema é de simples e económica implementação pois não necessita de mergulhadores na fase de construção.</p>
<p style="text-align: center;">C3</p> 	<p>C3: A alternativa C3 destina-se a efetuar a ligação entre secções flutuantes que permitem a existência de uma rotação moderada. Representa uma série de três molas que são utilizadas de modo a possibilitar o movimento rotacional. A rigidez das molas nas extremidades é equivalente à soma da rigidez da borracha, confinada e não confinada.</p>
<p style="text-align: center;">C4</p>	<p>C4: Trata-se de uma ligação modificada a partir de uma já utilizada na Hood Cannal. São utilizados cabos de pré-esforço de forma a ligar os flutuadores. Estes estão distribuídos nas partes superior e inferior do flutuador. Uma moldura metálica é fixa entre as faces dos</p>

	<p>flutuadores com uma camada de borracha e uma rótula metálica que permite a rotação em ambas as direções.</p>
<p>C5</p> 	<p>C5: Esta alternativa é utilizada para efetuar a conexão entre dois flutuadores com pequena profundidade e pouca rotação relativa. Apresenta características semelhantes com a hipótese C7 mas a ligação é realizada em dois pontos de diferentes profundidades o que resulta num incremento ligeiro da rigidez.</p>
<p>C6</p> 	<p>C6: Utiliza-se quando se pretende unir dois flutuadores com grande profundidade. Cada flutuador estende-se com uma forma de meio círculo no seguinte resultando numa área de contacto circular entre dois flutuadores seguidos. Esta ligação conta ainda com cabos de pré-esforço de modo a regular a rigidez.</p>
<p>C7</p> 	<p>C7: Este método foi desenvolvido para ligar estruturas corta ondas. A ligação é realizada a um ponto de profundidade e atua como uma rótula, ou seja, não transfere momentos entre os flutuadores.</p>
<p>C8</p> 	<p>C8: Esta alternativa opera segundo o mesmo método que a C5, exceto pela parte de borracha, uma vez que está confinada por dois cilindros metálicos. Isto deve-se ao facto de, assim, ficar protegida dos efeitos ambientais. Os cilindros garantem que a borracha só se deforme numa direção. Outra vantagem deste sistema consiste na regulação do deslocamento máximo permitido através da variação da diferença de</p>

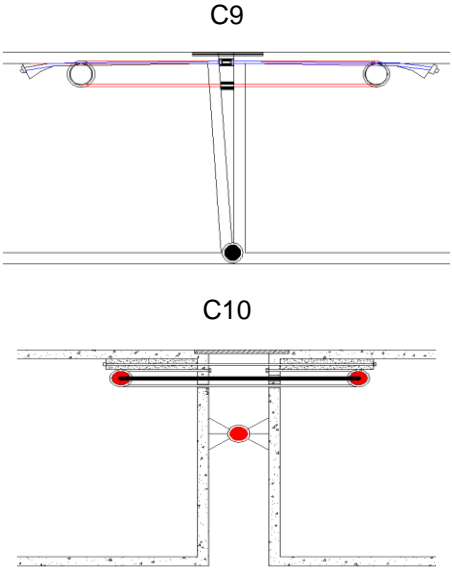
	distâncias entre a parte de borracha e a parte metálica.
 <p>C9</p> <p>C10</p>	<p>C9/C10: Estas alternativas são semelhantes entre si sendo que a principal diferença é a posição da rótula. É aplicado quando a conexão entre flutuadores está sujeita a grandes momentos. A ligação é realizada em dois pontos, uma rótula e cabos. Quanto maior for a distância entre estes dois pontos menor será a força que vai ser aplicada na rótula e nos cabos.</p>

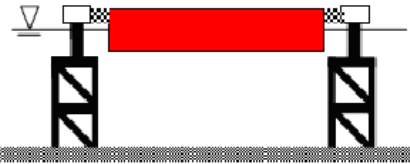

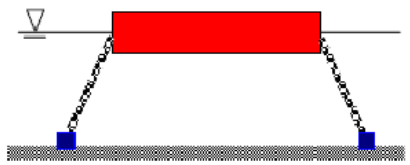
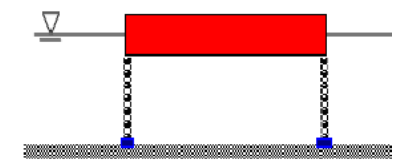
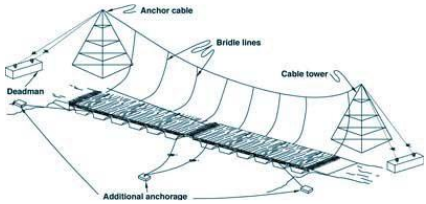
Tabela 2.9- Comparação das características das diferentes ligações [4]

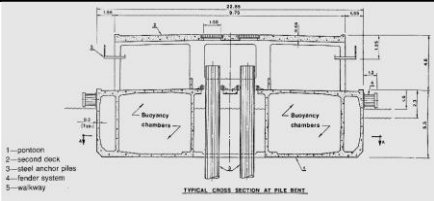
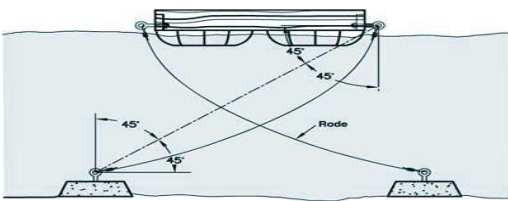

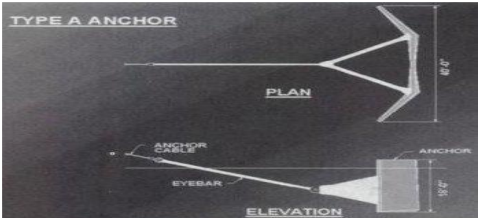
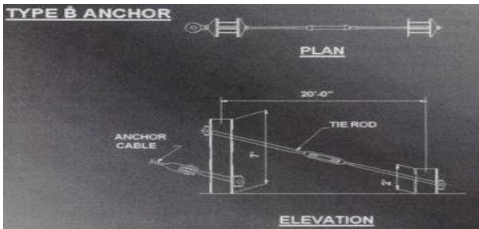
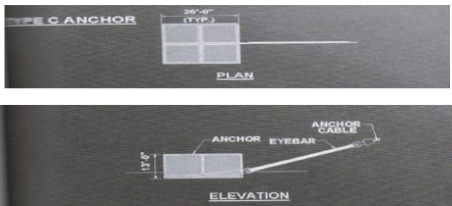
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
Facilidade de construção	+	+	+	+	+	-	+	+	-	-
Facilidade de manutenção	+	+	+	+	+	+	+	+	-	+
Resistência às ondas	-	-	-	-	-	+	-	-	+	+
Resistência à carga do tráfego	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-
Resistência à variação das marés	-	-	+	+	+	+	-	+	-	-
Resistência à corrente	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Estabilidade vertical	-	-	-	-	+	+	-	-	+	+
Estabilidade rotacional	-	-	-	-	-	+	-	+	+	-

#### 2.3.4. SISTEMA DE ANCORAGEM

O sistema de ancoragem tem como objetivo fazer com que a ponte flutuante mantenha a sua posição e que permita a passagem de tráfego com segurança mesmo em condições mais críticas, como é o caso de uma tempestade. Uma ponte flutuante que comece a deslizar para uma posição que não a suposta pode, não só originar danos nela própria, como traduzir-se na perda de vidas humanas. Uma estrutura flutuante pode ser segura recorrendo a diferentes métodos, tais como um sistema de âncoras, uma ligação às margens, através de cabos entre outros. O sistema mais comum resulta do uso de âncoras e catenárias. Podem ser utilizados diferentes tipos de âncoras dependendo da profundidade da água e do tipo de solo e sua condição. De modo a desenhar um sistema de ancoragem eficaz deve obedecer-se aos seguintes critérios: selecionar o sistema de amarração e, de seguida, o material capaz de amortecer choques a que estas estruturas estão sujeitas.

Tabela 2.10- Soluções de sistemas de ancoragem [4]

<p style="text-align: center;">D1</p>  <p style="text-align: center;">Dolphin-Frameguide Method</p>	<p>D1: A primeira alternativa trata-se de uma estrutura treliçada fixa numa fundação no solo marinho. A forma retangular da secção consegue ter rigidez suficiente para aguentar as cargas laterais das ondas. Este método é utilizado em zonas pouco profundas quando a estrutura requer o mínimo de movimento horizontal.</p>
<p style="text-align: center;">D2</p>  <p style="text-align: center;">Pier/Quay Wall Method</p>	<p>D2: A utilização de um molhe tem como objetivo restringir o movimento da ponte contra correntes muito fortes provenientes de um lado da estrutura.</p>
<p style="text-align: center;">D3</p>  <p style="text-align: center;">Chain/Cable Method</p>	<p>D3: Este é o método mais comum, tratando-se da aplicação de uma corrente ou cabo que poderá ser conectada de diferentes maneiras, como se pode observar nas alternativas D7 e D14 e que apresenta comportamento de catenária.</p>
<p style="text-align: center;">D4</p>  <p style="text-align: center;">Tension Leg Method</p>	<p>D4: O método de cabos pré-tensionados é usado quando se pretende dotar a estrutura de liberdade de movimentos transversais. Perante esta situação não se pode optar pela aplicação das alternativas D3, D7 e D14, pois estas causariam forças indesejáveis na estrutura.</p>
<p style="text-align: center;">D5</p> 	<p>D5: Esta alternativa apresenta um método que resulta num cabo ancorado a torres que estão implementadas junto às margens. Esse situa-se paralela à ponte do lado que é mais afetado pela corrente. Cabos adicionais saem do cabo de ancoramento e seguram a ponte.</p>
<p style="text-align: center;">D6</p>	<p>D6: Este suporte transversal pode ser fixo através de pilares instalados no centro da ponte dotando-a do suporte horizontal requerido mas,</p>

 <p>1—pontoon 2—second deck 3—steel anchor piles 4—fender system 5—walkway</p> <p>TYPICAL CROSS SECTION AT PILE BENT</p>	<p>tornando-se impróprio para locais onde existe uma grande variação das marés.</p>
<p>D7</p> 	<p>D7: É uma variação do sistema de catenária. A particularidade deste método está relacionada com os cabos de ancoragem que apresentam um ligação cruzada.</p>
<p>D8</p> 	<p>D8: Os pilares podem substituir a utilização de âncoras. Quando edificados em posição com o traçado da ponte e esta amarrada convenientemente através de uma ligação estrutural, permite bloquear o movimento transversal eficazmente.</p>
<p>D9</p> 	<p>D9: Âncoras tipo A são desenhadas para serem utilizadas em águas profundas e solos muito moles. Consistem em betão armado equipado com tubos que permitem a passagem de jatos de água. Estas âncoras pesam entre 60 a 86 toneladas. São submersas até ao solo marítimo onde são ligados jatos de água que permitem que estas se enterrem no fundo do lago/mar. A capacidade de ancoragem é desenvolvida através da pressão do solo.</p>
<p>D10</p> 	<p>D10: As âncoras do tipo B tratam-se de estacas que têm como objetivo a utilização em condições profundidade inferior a 27 metros e solo duro. Consistem em duas estacas metálicas em forma de H instaladas em conjunto a uma determinada profundidade.</p>
<p>D11</p> 	<p>D11: Âncoras tipo C são âncoras do tipo gravíticas. Construídas a partir de betão armado no formato de uma caixa com o topo aberto. Tem como objetivo realizar a ancoragem em águas profundas onde o solo é demasiado duro para fazer a injeção de água. As caixas são descidas até se encontrarem em posição onde são</p>

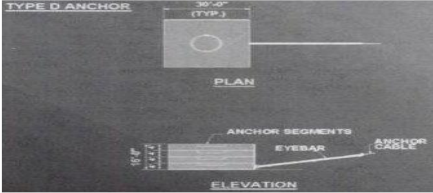
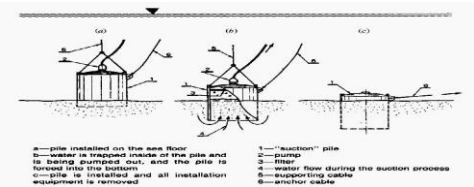
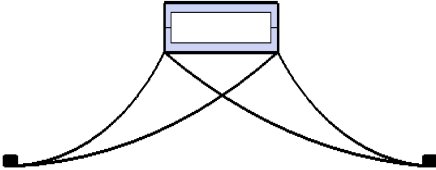
	enchidas com gravilha até alcançar o peso necessário.
<p>D12</p> 	<p>D12: Estas tratam-se de âncoras gravíticas como as anteriores mas tomam a forma de várias lajes. São utilizadas na mesma condição que as âncoras tipo C e consistem em várias lajes de betão armado. De todas são estas as mais simples de fabricar e colocar.</p>
<p>D13</p> 	<p>D13: As âncoras de sucção são feitas de metal fechadas de um lado e colocadas no fundo através de força de sucção. São apenas apropriadas quando se tratam de solos de consistência mole.</p>
<p>D14</p> 	<p>D14: Trata-se da alternativa mais eficaz. Ao aplicar dois cabos em cada lado da ponte flutuante consegue aumentar-se a resistência às ondas.</p>




Tabela 2.11- Comparação das características dos cabos de ancoragem e âncoras [4]

	Cabos de ancoragem									Âncoras			
	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13
Profundidade	-	-	+	+	+	-	+	-	+	-	+	+	+
Resistência às ondas	-	-	+	+	-	-	+	+					
Resistência à variação das marés	-	-	+	+	-	-	+	-					
Resistência à corrente	+	+	+	+	+	-	+	+					
Estabilidade vertical					+	+	+	+					
Estabilidade rotacional					+	-	+	+					
Comportamento em solo de características duras	+	+	+	+		-		+	-	-	+	+	-
Comportamento em solo de características moles	-	-	+	+		+		-	+	+	-	-	+
Deslocamento transversal mínimo	+	+	-	-	-	+	+	+					
Deslocamento vertical mínimo	-	-	-	-	+	+	+	+					

### 2.3.5. ABERTURA PARA NAVEGAÇÃO

Apesar de as pontes flutuantes permitirem a travessia de um obstáculo, estas também podem criar uma barreira que impede a passagem do tráfego marítimo. Nestes casos torna-se necessário dotar a ponte de uma abertura para navegação que permita a passagem de barcos e de outros transportes marítimos. O tamanho da abertura varia conforme o tipo e tamanho das embarcações que necessitam de passar pela mesma. A sua localização dependerá do perfil do solo marítimo debaixo da ponte, isto é, existe uma profundidade mínima necessário de modo a permitir a navegação de uma embarcação de um certo tamanho.

Tabela 2.12- Soluções de aberturas para navegação [4]

<p>F1</p> 	<p>F1: Esta alternativa representa uma abertura para navegação tipo ponte basculante que pode ser aplicado em locais de água rasa. Existem pilares nas extremidades da ponte que tem como objetivo manter a ponte estável e no mesmo sítio durante a abertura. Esta abertura funciona através de um sistema hidráulico.</p>
<p>F2</p>	<p>F2: A alternativa F2 demonstra uma ponte flutuante convertida em túnel de modo a não</p>

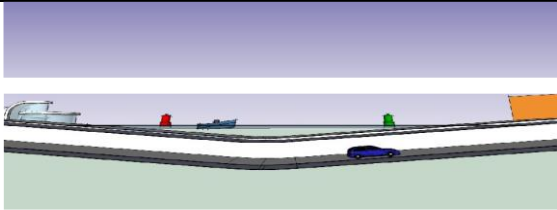
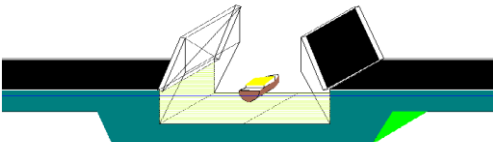
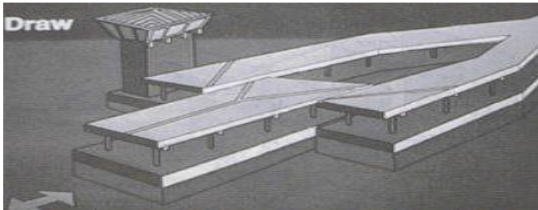
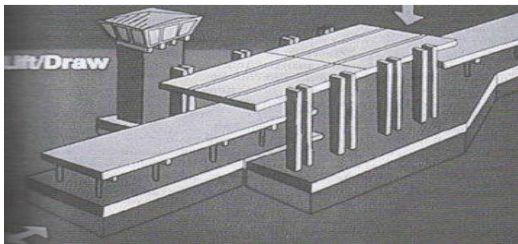
	<p>perturbar o tráfego marítimo. Esta solução pode-se aplicar em locais de água profunda.</p>
<p>F3</p> 	<p>F3: Esta alternativa é semelhante a F1. Diferencia-se no facto de ser destinada a locais com águas profundas e, em vez de possuir pilares, oferece uma ligação submersa evitando assim a descontinuidade estrutural da ponte.</p>
<p>F4</p> 	<p>F4: Trata-se de uma secção flutuante móvel. Quando a abertura é necessária recolhe-se a secção para uma espécie de "lagoa" formada por duas secções adjacentes. É uma alternativa para situações com água profunda. Necessita de um sistema hidráulico.</p>
<p>F5</p> 	<p>F5: Num sistema de recolha/elevação a parte móvel da ponte retrai-se ao mesmo tempo que se desloca para debaixo do flutuador adjacente. Este sistema é melhor que o anterior do ponto de vista do fluxo e segurança do trânsito, uma vez que os veículos não necessitam de fazer curvas. Tal como o anterior também necessita de um sistema hidráulico.</p>

Tabela 2.13- Comparação das características das aberturas para navegação [4]

	C1	C2	C3	C4	C5
Facilidade de construção	+	-	+	+	-
Facilidade de manutenção	+	+	+	+	+
Passagem de tráfego marítimo	-	+	-	+	+
Eficiência	+	+	+	+	-
Resistência à carga do tráfego	-	+	+	-	-
Resistência à variação das marés	-	+	+	+	+
Resistência à corrente	+	+	+	-	-
Estabilidade vertical	+	-	+	-	+
Estabilidade rotacional	+	-	+	+	+
Custo	-	-	+	+	-
Água com elevada profundidade	-	+	+	+	+
Água com pouca profundidade	+	-	+	+	+
Energia necessária para funcionamento	+	+/-	+	+	-
Duração da operação	+	+	+	-	-

#### 2.3.6. ELEMENTOS ADICIONAIS

É importante referir outros elementos adicionais além dos mencionados, que podem fazer parte de uma estrutura do tipo ponte flutuante, tais como o encontro, flutuador estabilizador e corta ondas.

##### 2.3.6.1. Encontros

As extremidades das pontes flutuantes, assim como de todo o tipo de pontes, devem ser suportadas pelos encontros. O local em que este será implantado irá variar conforme as características topográficas do local. Quando a zona próxima das margens se estende com pouca profundidade, este deve ser localizado dentro da água.

##### 2.3.6.2. Flutuador Estabilizador

Os flutuadores estabilizadores são colocados nas extremidades da secção flutuante de modo a reduzir o efeito das ondas nas estruturas, devido ao seu peso e ao efeito de amortecimento que estes conferem à estrutura.

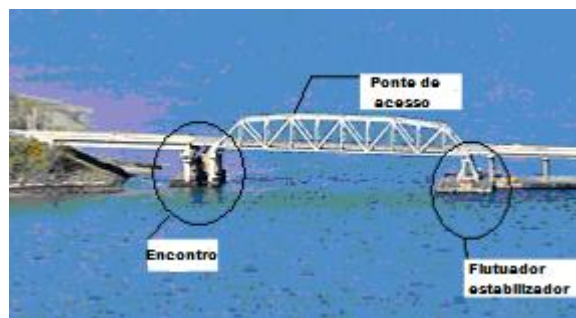


Fig. 2.2- Elementos adicionais [4]

#### 2.3.6.3. Corta Ondas

Geralmente é necessário a construção de um corta-ondas para situações em que a altura das ondas seja maior que 4 metros. Esta estrutura mitigará a carga causada pelas ondas na ponte flutuante.

# 3

## ASPETOS ESPECÍFICOS DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FLUTUANTES

### 3.1. AÇÕES

Neste capítulo são apresentadas as prescrições e metodologias necessárias ao dimensionamento de uma ponte flutuante.

A estrutura deve resistir às combinações de cargas indicadas no Eurocódigo 2 [29] para este tipo de obras de arte. Combinações adicionais que incluam as forças aplicadas pelo vento, ondas, impacto de embarcações, mudanças de temperatura também devem ser consideradas uma vez que estas poderão ser condicionantes no dimensionamento de parte da estrutura.

Dependendo do local de implementação da obra também se deveria considerar outras cargas como a variação das marés, acumulação de sedimentação, pressão do gelo, acumulação de neve, efeito de tsunamis, efeito de ondas causadas pelo tráfego marítimo e terremotos.

#### 3.1.1. AÇÕES PERMANENTES

##### 3.1.1.1. Peso próprio

O peso próprio da estrutura dependerá das secções e dos materiais que a constituem. No caso duma ponte flutuante deve-se ter em conta a secção do tabuleiro, os flutuadores e os respetivos pesos próprios. O peso volúmico do betão armado será considerado como sendo igual a  $25\text{kN/m}^3$ .

##### 3.1.1.2. Restantes cargas permanentes

As restantes cargas permanentes incluem o peso do betuminoso, dos lancis, dos passeios e dos guarda-corpos.

#### 3.1.2. SOBRECARGAS

##### 3.1.2.1. Cargas verticais rodoviárias

As sobrecargas verticais e horizontais devido ao tráfego estão definidas no Eurocódigo 1 [30]. Para as primeiras este refere quatro modelos de carga (LM) com objetivos distintos:

Modelo de carga 1 (LM1): Cargas concentradas (TS) e cargas distribuídas (UDL), que tratam a maioria dos efeitos de tráfego, consideradas nas verificações gerais e locais.

Modelo de carga 2 (LM2): Cargas concentradas específicas aplicadas em áreas de contacto dos pneus.

Modelo de carga 3 (LM3): Cargas que representam veículos especiais

Modelo de carga 4 (LM4): Carga gerada por multidões utilizada para verificações gerais.

As normas também incluem as cargas horizontais resultantes das ações de travagem e aceleração, no entanto estas serão consideradas como desprezáveis.

Este modelo aplica-se em pontes cujo vão é menor que 200 metros como é o caso desta estrutura.

Para aplicação destas cargas, é necessário dividir a faixa de rodagem e bermas em vias convencionais, sendo estas o local onde podem circular os veículos. Esta divisão do tabuleiro deve ser feita de acordo com a seguinte tabela:

Tabela 3.1- Número e largura das vias convencionais [30]

Largura da via – w	Número de vias	Largura de uma via	Largura da área remanescente
$w < 5.4\text{m}$	$n_1=1$	3m	$w - 3\text{m}$
$5.4\text{m} < w < 6\text{m}$	$n_1=2$	$w/2$	0
$6\text{m} < w$	$n_1=\text{Int}(w/3)$	3m	$W - 3 \times n_1$

- Modelo de carga LM1

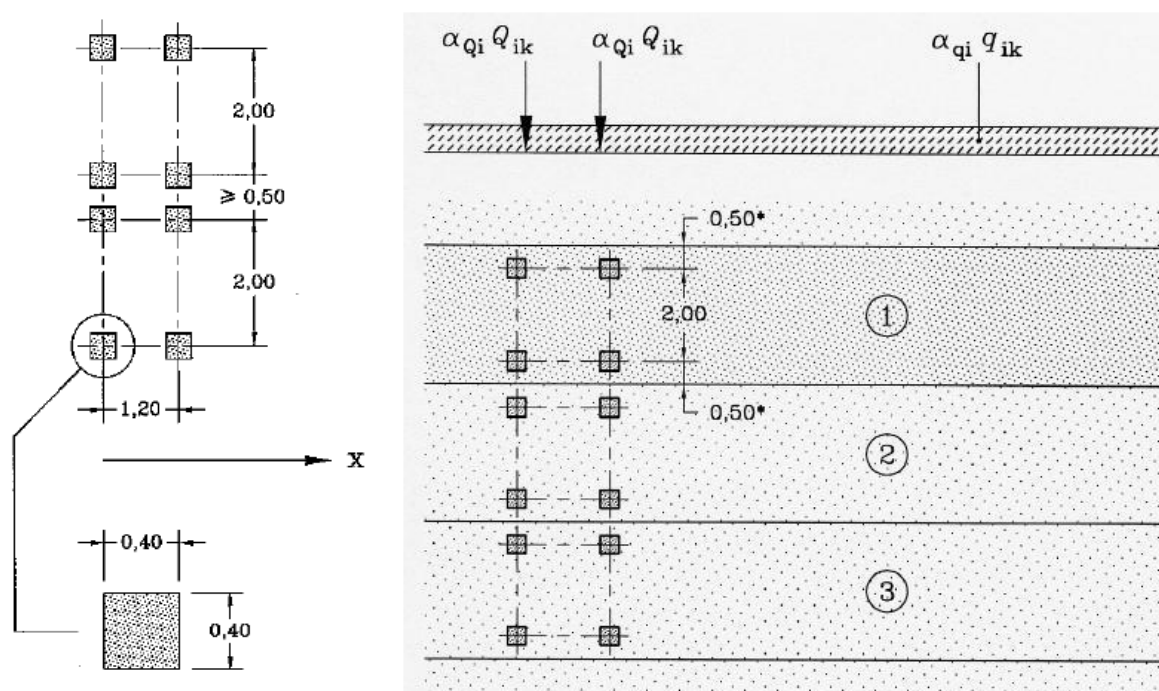


Fig. 3.1- Exemplo de divisão de vias e do veículo tipo [30]

Segundo as normas definidas as cargas transmitidas por cada veículo variam conforme a via. Para além da carga do veículo tipo (“Tandem system”) deve-se tomar ainda em atenção uma carga uniformemente distribuída (“UDL”), que também difere consoante a via. O veículo tipo possui uma carga por eixo igual

a  $\alpha_{Qi}$   $Q_{ik}$  e cargas uniformemente distribuídas cujo valor será  $\alpha_{qi} q_{ik}$ . Estes fatores  $\alpha_{Qi}$  e  $\alpha_{qi}$  são selecionados de acordo com o tráfego e a classe da via devendo, quando não indicado, ser igual à unidade. Os valores das cargas estão referenciados na seguinte tabela:

Tabela 3.2 Valores característicos do modelo de carga 1 [30]

Localização	Conjunto do sistema TS	Sistema UDL
	Cargas axiais $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (ou $q_{ik}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Via 1	300	9
Via 2	200	2.5
Via 3	100	2.5
Outras vias	0	2.5
Área remanescente ( $q_{rk}$ )	0	2.5

Devem ser simuladas as condições de carregamento mais desfavorável para a secção da estrutura que se está a analisar. Como tal o modelo de carga deve ser aplicado na via que se situa mais afastada do eixo da ponte de modo a provocar a rotação desta. A análise deve ser feita nas direções longitudinais e transversais.

A via convencional 1 é carregada por cargas do veículo tipo de 300kN por eixo e cargas uniformemente distribuídas de 9kN/m<sup>2</sup>. Na via convencional 2 devem ser aplicadas cargas de 200kN por eixo e cargas uniformemente distribuídas de 2.5kN/m<sup>2</sup>. Uma representação transversal destas sobrecargas é apresentada na figura 3.2.

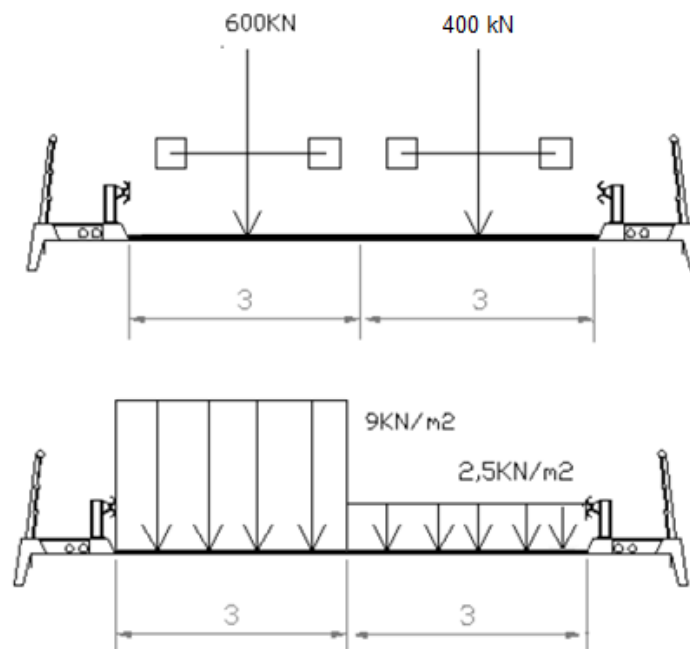


Fig. 3.2-Representação transversal das cargas rodoviárias [30]

- Modelo de carga LM2

Este modelo de carga consiste na aplicação de cargas por um único eixo de duas rodas de valor igual a  $\beta_Q Q_{ak}$ , em que  $Q_{ak}$  é igual a 400kN. Este valor já inclui a amplificação dinâmica. É recomendado que  $\beta_Q$  seja igual a  $\alpha_{Qi}$  ou seja, igual à unidade. O veículo poderá ser aplicado em qualquer localização da faixa de rodagem,  $w$ . A figura seguinte representa o modelo em discussão:

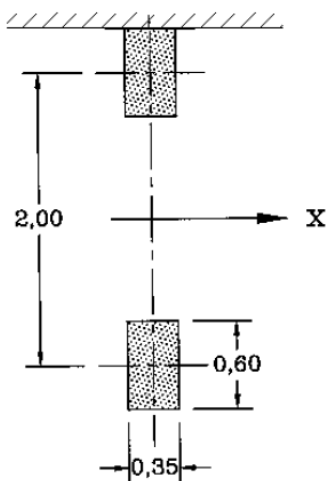


Fig. 3.3-Modelo de carga 2 [30]

Devido à falta de informação deve-se considerar  $\beta_Q$  igual a  $\alpha_{Qi}$ , o que resultará em  $Q_{ak}$  igual 400kN.

- Modelo de carga LM3

Este modelo trata as cargas representativas de veículos especiais como tal não será tratado uma vez que não se aplicará neste projeto.

- Modelo de carga LM4

O modelo de carga 4 diz respeito a uma carga uniformemente distribuída igual a 5kN/m<sup>2</sup>. Este deve ser utilizado para verificações gerais apenas em situações transitórias de projeto e como tal não será aplicada neste trabalho.

### 3.1.2.2. Pressão hidrostática

O peso específico da água será considerado como sendo 10.09kN/m<sup>3</sup>. Quando se trata de uma estrutura flutuante de grandes dimensões cuja posição vertical se encontra fixa em relação ao fundo mar, a variação do nível da água devido às marés, tsunamis ou tempestades, poderá influenciar em grande parte o dimensionamento da construção. Isto deve-se ao facto de a força de impulsão variar com o volume de água deslocado pelo flutuador. Será considerado o caso em que o maior volume de água é deslocado.



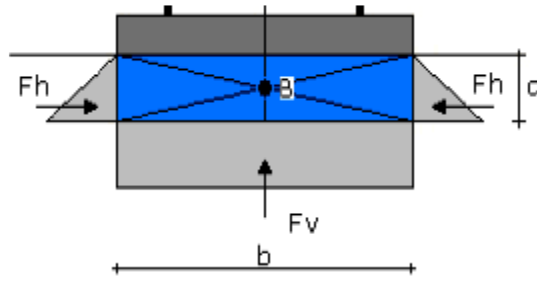


Fig. 3.4-Pressão hidrostática [23]

A figura 3.4 demonstra a carga proveniente da pressão da água a atuar na parte submersa da estrutura. As forças verticais,  $F_v$ , e horizontais,  $F_h$ , aplicadas na secção inferior e nas laterais do corpo submerso, respetivamente, serão:

$$F_v = \rho \times g \times d \times b \times c \quad (3.1)$$

$$F_h = \rho \times g \times d \times c \times \left(\frac{d}{2}\right) \quad (3.2)$$

Em que:

$d$  – altura da parte submersa;

$b$  – largura da parte submersa;

$c$  – comprimento da parte submersa.

Estas forças irão influenciar diretamente a espessura necessária para as paredes dos flutuadores.

### 3.1.2.3. Vento

A ação do vento em estruturas é um fenómeno de difícil estudo. A forma mais correta é optar por um procedimento de cálculo de resposta dinâmica, no entanto, por motivos de simplificação normalmente transforma-se a ação real do vento numa ação estática. [34] Como tal é necessário considerar as características geométricas e dinâmicas da estrutura e a sua interação com o escoamento do ar. Esta ação pode provocar fenómenos de instabilidade aerodinâmica na normal à ação do vento principalmente se a frequência própria da estrutura for muito baixa. Este tipo de instabilidade é frequente em ponte suspensas e de tirantes. [34]

Neste caso, a ação devido ao vento será abordada através do modo simplificado previsto na cláusula 8.3.2 da EN 1991-1-4 [31].

A velocidade do vento é dada por:

$$V_b = c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0} \quad (3.3)$$

Na expressão anterior,  $c_{dir}$  é o coeficiente de direção que, quando não existem ensaios mais avançados será igual à unidade. O coeficiente de sazão,  $c_{season}$ , também deverá ser igual a 1,0.  $v_{b,0}$  é o valor característico da velocidade média referida a períodos de dez minutos, independentemente da direção do vento e da época do ano, a uma altura de 10m acima do solo em terreno do tipo campo aberto. Os valores da velocidade de referência, surgem tabelados:

Tabela 3.3- Valores de referencia do vento em função da zona [31]

Zona	$V_{b,0}$
A	27
B	30

Uma vez que a ponte se localizará a menos de 5km em linha reta da costa oceânica considera-se o local como pertencente à zona B. Como ambos os fatores serão iguais à unidade, admite-se a velocidade do vento do local igual a 30m/s.

Obtido este valor é agora necessário calcular a velocidade média do vento para uma altura  $z$  acima do solo. Este valor está dependente da rugosidade do terreno, orografia da envolvente, através da fórmula:

$$V_m = C_r(z) \times C_0(z) \times V_b \quad (3.4)$$

O coeficiente de rugosidade é calculado por uma das seguintes equações:

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{se } z_{min} < z < 200m \quad (3.5)$$

$$C_r(z) = c \times z_{min} \quad \text{se } z \leq z_{min} \quad (3.6)$$

Deve-se considerar  $z$  como a altura máxima atingida pela ponte. O valor referente a  $z_{min}$  é retirado da tabela da figura 3.7 pertencente ao EC1:

Categoria de terreno		$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
<b>NOTA 1:</b> As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.			
<b>NOTA 2:</b> O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$ , é ilustrado na Figura NA.1.			

Fig. 3.5-Comprimentos de rugosidade em função das categorias de terreno [31]

Caso a condição  $z_{min} < z < 200m$  seja verificada torna-se ainda necessário calcular o coeficiente de terreno,  $k_r$ :

$$k_r = 0.19 \times \left( \frac{z_0}{z_{0II}} \right)^{0.07} \quad (3.7)$$

Obtendo-se  $z_0$  e  $z_{0II}$  da tabela anterior.

O coeficiente de orografia  $C_0(z)$ , uma vez que a estrutura não é implementada junto de uma falésia/colina onde a orografia provoque um aumento de velocidade do vento é igual a 1,0. Utilizando a fórmula X obtém-se a velocidade média do vento no local.

Obtida a velocidade média, é necessário calcular a pressão média de pico, resultante da velocidade média e de flutuações de curta duração na velocidade do vento através da equação (3.8):

$$qp(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2 \quad (3.8)$$

Sendo  $\rho$  a massa volúmica do ar, igual a  $1.25\text{kg/m}^3$  e  $I_v(z)$  a intensidade da turbulência à altura  $z$ :

$$I_v(z) = \frac{k_l}{C_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (3.9)$$

Em que  $k_l$  é o coeficiente de turbulência igual a 1,0.

A força horizontal resultante da ação do vento atuante na direção transversal do tabuleiro é dada por:

$$F_{w,x} = qp(z) \times C_{f,x} \times A_{ref,x} \quad (3.10)$$

Com o objetivo em mente de calcular  $C_{f,x}$  e  $A_{ref,x}$  é necessário calcular a altura equivalente do tabuleiro, em que esta está dependente das características das guardas adotadas.

Barreiras de segurança	num lado	nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Fig.3.6-Altura equivalente do tabuleiro em função das guardas existentes [31]

Após obter  $d_{total}$  e sabendo a largura do tabuleiro recorre-se ao seguinte gráfico que relaciona o rácio  $d_{total}/b$  com  $C_{f,x}$  de modo a retirar o coeficiente de força.

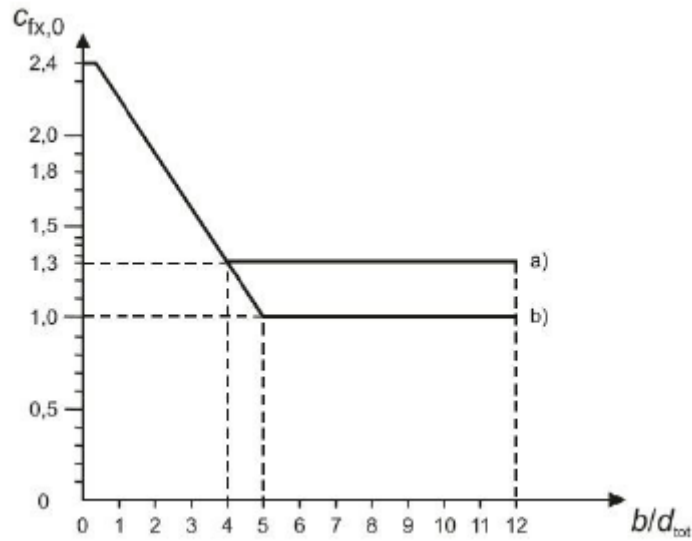


Fig. 3.7-Grafico relacionando o coeficiente da força  $C_{f,x}$  com o rácio  $b/d_{total}$  [31]

A área de referencia  $A_{ref,x}$  é igual a:

$$A_{ref,x} = d_{total} \times L \quad (3.11)$$

O Eurocódigo 1 refere ainda a necessidade de considerar as forças verticais e longitudinais que também atuam na ponte devido à ação do vento. A força vertical  $F_{w,z}$  é conseguida através de:

$$F_{w,z} = qp(z) \times C_{f,z} \times A_{ref,y} \quad (3.12)$$

Na ausência de ensaios em tuneis de vento pode-se considerar:

$$C_{f,y} = \pm 0.9;$$

$$A_{ref,y} = b \times L = 5m^2/m$$

A força horizontal no sentido longitudinal do tabuleiro  $F_{w,z}$  é, segundo o Eurocódigo 1, como sendo 25% da força na direção transversal:

$$F_{w,y} = 0.25 \times F_{w,x} \quad (3.13)$$

#### 3.1.2.4. Corrente

A carga devido à força da corrente que atua na estrutura deve-se ao fluxo de água e é calculada de maneira semelhante à força do vento. A carga estática numa estrutura flutuante relativamente grande pode ser determinada pela força de inércia que é transferida [4]:

$$F_c = \frac{1}{2} * \rho_f * C_s * A * v^2 \quad (3.14)$$

Em que:

$\rho_f$  - densidade da água;

$C_s$  - coeficiente de forma ( $C_s=1$  para secções retangulares);

$A$  - área submersa da estrutura perpendicular à direção da corrente;

$v$  - velocidade da corrente.

#### 3.1.2.5. Variação da cota da superfície livre

A variação das marés por si só é suficiente para colapsar uma ponte flutuante. Como tal este tipo de estruturas, caso se verifique necessário, deve ter um mecanismo capaz de a proteger contra esta ação. Uma ponte de acesso ou uma ligação entre secções que apresente uma certa flexibilidade são essenciais quando a estrutura se encontra num local em que a variação da cota da água causada pela maré seja extrema.

No capítulo seguinte, referente ao caso de estudo irá ser verificada a integridade estrutural da ponte flutuante quando sujeita a determinadas variações da maré, através da análise do cálculo numérico.

#### 3.1.2.6. Falha de um flutuador

No dimensionamento dos flutuadores que irão suportar a estrutura deve haver sempre presente uma certa redundância. Isto é, deve-se dotar a ponte flutuante de capacidade de resistir ao colapso caso ocorra a falha de um elemento construtivo.

Pode-se falar do flutuador, tratando-se do elemento que confere apoio à ponte, como sendo o elemento mais crítico. Como já referido no capítulo anterior os flutuadores são divididos interiormente em células salvaguardando a ponte no caso de ocorrência de uma potencial falha que resulte numa inundação não comprometa a estrutura. Deve-se portanto fazer o estudo da perda parcial de impulsão causada por um acidente. Este estudo verificará quantas células de um flutuador podem falhar simultaneamente sem comprometer a integridade estrutural da ponte flutuante.

### 3.1.2.7. Embate de embarcações

É importante ter em conta a possibilidade de uma embarcação embater na estrutura. Este método permite determinar uma carga realística proveniente de tal evento, através da definição da carga máxima aceitável a partir da energia cinética. [4]

$$F_{colisão} = k \times \Delta x = \sqrt{2 \times k \times E_{c.max}} \quad (3.15)$$

Em que:

k - rigidez estrutural = 3MN/m

$\Delta x$  - desvio originado pela força de colisão

$E_{c.max}$  - energia cinética:

$$E_{c.max} = \frac{1}{2} \times m_s \times v_s^2 \times C_h \times C_e \times C_s \times C_c \quad (3.16)$$

Em que:

$v_s$  - velocidade do navio, assumir 3m/s

$m_s$  - massa do navio, assumir 200ton

$C_h$  - coeficiente hidrodinâmico

$C_e$  - coeficiente de excentricidade

$C_s$  - coeficiente de leveza

$C_c$  - coeficiente de configuração

Segue-se uma breve descrição dos coeficientes que constituem a fórmula X como também os valores que estes devem adotar.

- Coeficiente hidrodinâmico,  $C_h$ :

Tem como finalidade calcular os efeitos da massa de água em movimento em relação à massa do navio. De modo a obter um valor aproximado para  $C_h$  aplica-se a seguinte formula:

$$C_h = 1 + \frac{Draft}{Base} \quad (3.17)$$

O volume de água submerso será  $200\text{m}^3$ . As dimensões serão estimadas e terão os seguintes valores:  $L=20\text{m}$ ;  $B=5\text{m}$ ;  $D=2\text{m}$

Como tal, atreves do desenvolvimento da fórmula X, obtém-se:  $Ch = 1 + \frac{2}{5} \Leftrightarrow Ch = 1.4$  [4]

- Coeficiente de excentricidade,  $C_e$ :

O coeficiente de excentricidade tem em conta a dissipação de energia que acontece durante a colisão do navio. Caso uma colisão aconteça e a estrutura não quebre pode-se assumir que  $C_e$  será igual à unidade. [4]

- Coeficiente de leveza,  $C_s$ :

Este coeficiente diz respeito à elasticidade do casco do navio. Para corpos rígidos deve-se considerar este valor como sendo aproximadamente 0.9. Contudo, considerar-se-á este valor igual à unidade de modo a ser mais conservativo. [4]

- Coeficiente de configuração,  $C_c$ :

O coeficiente de configuração tem em conta a fricção hidrodinâmica que existirá imediatamente antes ao momento de colisão e comportar-se-á como uma almofada entre a estrutura e o navio. Esta dissipação de energia resultará num valor de  $C_c$  entre 0.8 e 1. Mais uma vez optar-se-á pelo valor mais conservativo, como tal, o coeficiente de configuração tomará o valor da unidade. [4]

#### 3.1.2.8. Temperatura

No presente trabalho não foi considerada a ação da variação de temperatura.

#### 3.1.2.9. Ondas

No estudo da ponte serão consideradas as ações horizontais resultantes do movimento da ondulação,

As forças horizontais que irão atuar na estrutura resultam do movimento da ondulação na direção horizontal. Estas forças podem ainda ser divididas de em dois tipos diferentes [23]:

- Ondas que não quebram;
- Ondas que quebram.

Quanto as ondas que não rebentam a forças provenientes destas são causadas pela diferença da cota de água e por consequência, a diferença na pressão de água.

Existem varias equações que permitem obter a força horizontal máxima causada pela ondulação e a correspondente pressão da água. A seguinte será a mais simples e como tal o que se deve aplicar na maior parte dos casos:

$$F_{max} = \frac{1}{2} \times \rho \times g \times H_i^2 + d \times \rho \times g \times H_i \quad (3.18)$$

Em que,

$F_{max}$  – Força horizontal máxima por metro;

$H_i$  – Altura da onda, deverá ser igual a  $H_d$ ;

$d$  – Profundidade da estrutura flutuante.

O termo relativo à altura das ondas,  $H_d$ , que deverá ser considerado no dimensionamento da estrutura para o estado de limite último [23]. Este está relacionado com o conceito de altura significativa, utilizado em engenharia hidráulica,  $H_s$ . A altura significativa das ondas representa a altura média de 1/3 da ondulação mais gravosa sentida. [23]

O cálculo da altura significativa,  $H_s$ , assume que as alturas das ondas apresentam uma distribuição de Raleigh. [23]

Se se assumir que o durante uma tempestade de duas horas as ondas apresentam um período de 3 segundos, o número de ondas,  $N$ , durante essa tempestade será  $7200/3=2400$ .

Como tal se determinarmos a probabilidade de este valor exceder o previsto, pode-se através da seguinte formula, calcular a relação entre  $H_d/H_s$ :

$$\Pr(H > H_d) = 1 - \exp\left(-N \times e^{-2\left(\frac{H_d}{H_s}\right)^2}\right) \quad (3.19)$$

Assumindo uma probabilidade de excedência de 0.1 a relação será a seguinte:

$$H_d = 2.25H_s \quad (3.20)$$

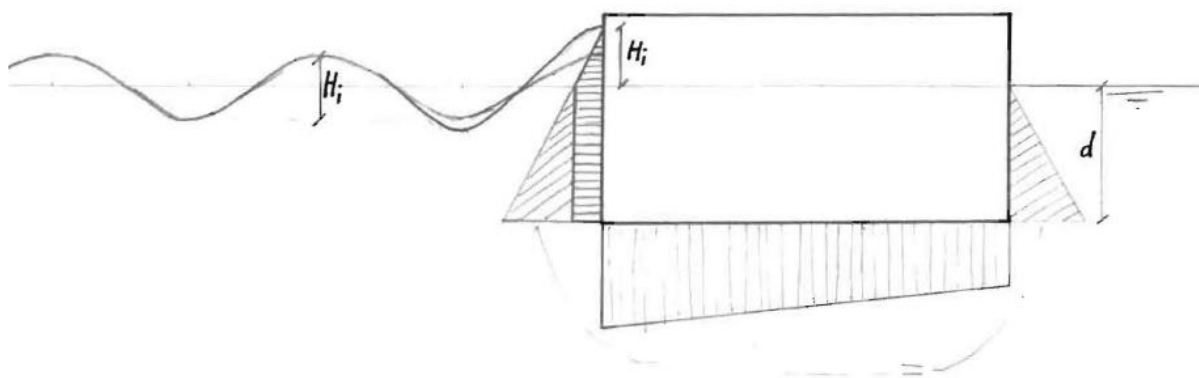


Fig. 3.8- Diferenças de pressão causadas pelas ondas [23]

Este método resultará numa força calculada menor do que de facto existe pois assume que um lado estará a ser carregado pela crista da onda enquanto que no lado oposto não existem ondas, situação exemplificada na figura anterior. Na realidade verifica-se que o nível da água na lateral oposta ao carregamento será menor como o indicado na figura 3.9.



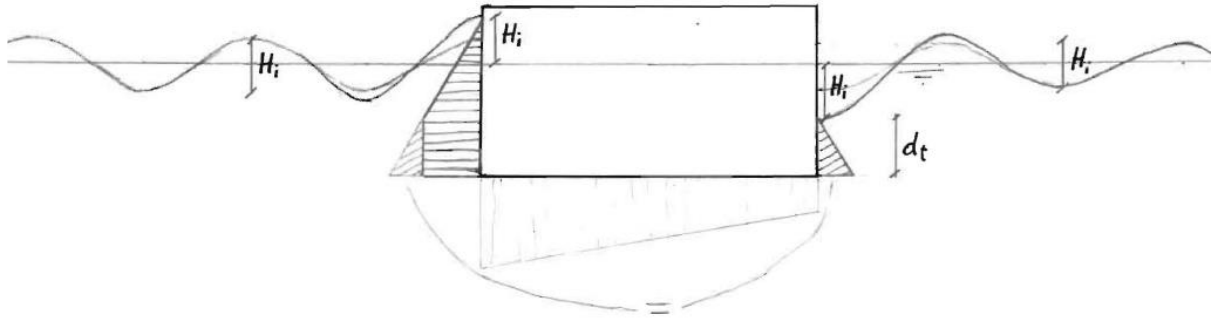


Fig. 3.9- Diferenças na pressão causadas pelas ondas em ambos os lados [23]

Assim a fórmula deverá ser ajustada a esta situação:

$$F_{max} = \frac{1}{2} \times \rho \times g \times (2H_i)^2 + d_t \times \rho \times g \times (2H_i) \quad (3.21)$$

Em que:

$F_{max}$  – Força horizontal máxima por metro;

$H_i$  – Altura da onda, deverá ser igual a  $H_d$ ;

$d_t = d - H_i$

Devido ao facto que este método representa a pressão da água como linearmente crescente debaixo da crista resultará num ligeiro sobredimensionamento. Pois significa que mesmo no fundo da estrutura flutuante atuará uma grande diferença de pressões entre as laterais opostas do flutuador. Na realidade não existe diferenças desta magnitude mas para estruturas flutuantes cuja profundidade da onda é pequena este método poderá ser utilizado. [23]

Relativamente às ondas que se quebram pode-se considerar a ação originária destas como desprezável. No momento em que acontece a colisão entre a onda e a estrutura haverá uma transferência de força de inércia cujas pressões podem ser altas mas a duração será bastante curta, na ordem dos 1/100 de segundo. Também na grande parte dos locais onde as pontes flutuantes são implantadas não existem muitas ondas a quebrar na estrutura como tal a carga proveniente destas pode ser ignorada. [23]

### 3.1.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Após a descrição das ações que influenciaram o comportamentos estrutural da ponte flutuante é necessário definir as varias formas de as combinar cuja finalidade é verificar a segurança da obra em relação aos estados limite últimos (E.L.U.) e estados limite de serviço (E.L.S.). Os primeiros, dizem respeito à segurança das estruturas contra o colapso. Os segundos, dizem respeito ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições de utilização frequentes, como também ao conforto das pessoas e ao aspeto de construção.

- Combinação de ações para o estado de limite último (E.L.U.)

As combinações para E.L.U. para verificação e dimensionamento de elementos estruturais, não considerando os efeitos da fadiga na estrutura são feitas através da seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.22)$$

Os significados dos símbolos da equação anterior são os seguintes:

$G_k$  – Valor característico das ações permanentes;

$P$  – Pré-esforço;

$Q_{k,1}$  – Valor característico da ação variável considerada como ação variável de base da combinação;

$Q_{j,i}$  – Valor característico das restantes ações variáveis;

$\gamma_{Gj}$  – Coeficientes de ponderação das ações permanentes;

$\gamma_Q$  – Coeficientes de ponderação das ações variáveis;

$\Psi_{0,i}$  – Coeficientes de combinação das restantes ações variáveis.

Coeficientes de segurança para ações permanentes e variáveis para o E.L.U.

Os coeficientes de segurança majoram as ações permanentes que provocam um efeito desfavorável na estrutura:

Tabela 3.4- Fatores de ponderação para ações permanentes [30]

Ações permanentes	
Desfavorável	Favorável
$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$
1.35	1.00

Quanto às ações variáveis, os coeficientes de ponderação majoram as ações desfavoráveis sendo nos casos favoráveis nulos.

Tabela 3.5- Fatores de ponderação para as ações variáveis [30]

Ações variáveis	
Ação de tráfego	1.35
Outras ações variáveis	1.50

Os valores recomendados referentes aos coeficientes de combinação,  $\psi$ , são apresentados para pontes rodoviárias na seguinte tabela:

Tabela 3.6 Valores de  $\psi$  recomendados [30]

Ação	Símbolo		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Cargas de tráfego	gr1 a	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,4	0,4	0
		Pedonais	0,4	0,4	0
	gr1 b (cargas axiais)		0	0,75	0
	gr2 (forças horizontais )		0	0	0
	gr4 (LM4)		0	0,75	0
Forças de Vento	$F_{wk}$	persistentes	0,6	0,2	0
Ações Térmicas	$T_k$		0,6	0,6	0,5

- Combinações de ações para o estado limite de serviço (E.L.S.)

As combinações de estado limite de serviço devem ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho que a estrutura em questão deve verificar. As expressões apresentadas a seguir correspondem as combinações: característica (3.23), frequente (3.24), e quase-permanente (3.25).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.23)$$

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.24)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.25)$$

## 3.2. MATERIAIS

### 3.2.1. BETÃO

O betão é um material composto essencialmente por uma mistura de agregados, um ligante e água. Dependendo do tipo de betão que se pretende produzir de modo a obedecer aos critérios de construção da estrutura em questão, podem também ser adicionados adjuvantes e a própria proporção de cada um dos constituintes também poderá variar. Usualmente os constituintes são, relativamente aos agregados, brita como agregado grosso e areia como agregado fino. O ligante normalmente será cimento Portland

e quanto aos adjuvantes, estes são extremamente variados, podendo ir de cinzas volantes e escória de ferro.

Não obstante a quantidade de cada um dos seus constituintes, podem-se considerar certas características como usuais:

- Excelente resistência à compressão;
- Resistência à tração comparativamente bastante reduzida (normalmente na ordem nos 10% da resistência à compressão);
- Boa trabalhabilidade;
- Influência do tempo nas suas características mecânicas, a sua resistência cresce com a idade, principalmente nos primeiros dias.

O betão utilizado na construção da estrutura é um C40/50 e apresenta as seguintes características:

- $E_{cm} = 35\text{GPa}$ ;
- $f_{ck} = 40\text{MPa}$ ;
- $f_{cm} = 48\text{MPa}$ ;
- $f_{ctm} = 3.5\text{MPa}$ .

O betão será realizado com um cimento de endurecimento normal (Classe N, segundo o Eurocódigo 2 [32]) e não será sujeito a qualquer processo de modo a acelerar a cura. No estudo do modelo de cálculo serão desprezadas os efeitos diferidos da fluência e da retração.

Caso se revele necessário, apenas na construção dos flutuadores, será utilizado um betão constituído por agregados mais leves que resultam num menor peso volúmico.

### 3.2.2. PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço é a introdução de tensões em peças de betão, antes do início da sua utilização, que contrariam os efeitos das ações futuras a que estas vão estar sujeitas. O pré-esforço pode ser aplicado por meio de cabos, fios ou varões tensionados contra a própria peça de betão. A compressão devido ao pré-esforço, só por si, retarda consideravelmente o início da fendilhação devido a ações de tração.

Como definido no projeto, o pré-esforço utilizado na estrutura apresenta as seguintes características:

- O aço de pré-esforço é considerado como tendo baixa relaxação;
- O módulo de elasticidade do aço de pré-esforço é:  $E_p = 195\text{GPa}$
- A tensão de rotura é:  $f_{yk} = 1860\text{MPa}$

Note-se que as perdas diferidas do pré-esforço não serão contabilizadas no decorrer do estudo do modelo de cálculo. No entanto considerar-se-á  $P_{\infty} = 0.8P_{\max}$ , de modo a ter em conta as perdas instantâneas.

### 3.2.3. CABOS DE ANCORAGEM

As pontes flutuantes ao longo da história quando necessário têm sido ancoradas utilizando cabos constituídos por diferentes tipos de materiais dependendo do período da construção da mesma e do estado de conhecimento da época. Quer estes fossem em cabos aço, ou correntes o comportamento apresentado seria de catenária ou em tirantes. Contudo em águas muito profundas o peso próprio desta tornar-se-ia uma enorme desvantagem. Deste modo, atualmente, se a situação exige, pode-se optar por cabos de fibras sintéticas de maneira a resolver o problema do peso excessivo. [23]

Os critérios principais a ter em conta na escolha do material a ser utilizado no cabo de ancoragem são:

- Carregamento máximo capaz de resistir;
- Fadiga
- Deformação/Extensão
- Capacidade de compensação dos movimentos da ponte

A resistência e a capacidade de compensação serão determinadas pelas forças que interagem com a estrutura. A carga máxima dependerá do deslocamento máximo. A geometria da ancoragem é influenciada pelo comprimento e propriedades mecânicas do cabo.

Devido à versatilidade oferecida pelos cabos de fibras sintéticas estes deverão ser o tipo de material a ter em conta para o sistema de ancoragem, uma vez a sua utilização é ideal quer em águas pouco profundas como em águas mais profundas.

Os cabos de fibras sintéticas sofrem extensões quer elásticas quer plásticas.

A tabela seguinte apresenta as especificações técnicas dos cabos a utilizar de modo a ancorar a estrutura em segurança.

Tabela 3.7- Especificações técnicas dos cabos de ancoragem [4]

Nº do cabo	Carga máxima (ton)	Diâmetro (mm)	Peso no ar (kg/m)	Peso em água do mar (kg/m)	Área (mm <sup>2</sup> )	Rigidez axial EA (MN)	Comprimento máximo (m)
C1	500	132	13.3	3.4	13690	180	2160
C2	600	143	15.3	3.9	16067	210	1875
C3	700	153	17.3	4.4	18393	250	1660
C4	800	162	19.3	5.0	20620	290	1480
C5	900	173	21.9	5.6	23515	320	1300
C6	1000	181	23.9	6.1	25740	360	1200
C7	1250	206	30.6	7.8	33342	450	940
C8	1500	224	36.0	9.2	39424	550	800
C9	2000	256	46.7	12.0	51492	780	615

### 3.3. ESPECIFICIDADES RELATIVAS À MODELAÇÃO DE PONTES FLUTUANTES

#### 3.3.1. SISTEMA DE ANCORAGEM

O método de amarração por cabo possui dois constituintes essenciais: os cabos de amarração e as âncoras. Para o estudo do modelo de caso que se segue será adotado um sistema de ancoragem do tipo D4 como exposto no capítulo 2 referente aos elementos construtivos de uma ponte flutuante.

O sistema de ancoragem tem como objetivo assegurar que a ponte mantenha a sua posição dotando esta de segurança face a eventuais ações que resultem em deslocamentos horizontais excessivos.

O apoio lateral proveniente dos cabos atirantados do sistema é modelado através da introdução de duas molas ortogonais no programa de cálculo a utilizar. As molas inseridas no plano horizontal apresentam um comportamento não linear elástico. Note-se que a deformação plástica dos cabos de ancoragem será desprezada.

#### 3.3.2. CONVERSÃO DOS FLUTUADORES EM APOIOS ELÁSTICOS

De modo a proceder ao dimensionamento de uma estrutura flutuante deve-se introduzir no programa de cálculo algo que traduza o comportamento dos flutuadores na superestrutura. [34]

Deve-se frisar que efeito do flutuador dependerá da secção do flutuador. Este pode ser o de um apoio linear elástico ou o de um apoio não linear elástico.

Caso a secção do flutuador varie ao longo do eixo vertical como o solido da figura 3.11, o volume de água deslocado também variará dependendo da posição do flutuador. Perante uma situação deste tipo deverá ser introduzido um apoio com rigidez não linear.

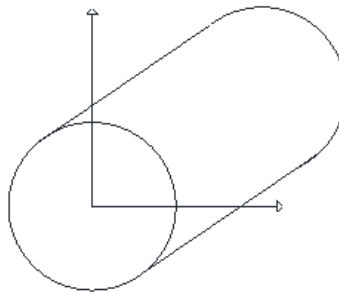


Fig. 3.10- Flutuador cilíndrico

No caso de estudo em questão o flutuador utilizador terá uma forma retangular, como tal o seu comportamento obedecerá ao de um apoio linearmente elástico.

A rigidez deste poderá ser calculada conhecendo a secção do flutuador e aplicando uma carga unitária na fórmula da Impulsão (1.1). Posto isto, obter-se-á o deslocamento do corpo. [34]

Através da fórmula:

$$k = F/d \quad (3.26)$$

Em que F terá o valor da unidade, resultará na rigidez que deve-se dotar o apoio.





# 4

## CASO DE ESTUDO

### 4.1. DESCRIÇÃO DO PROJETO

#### 4.1.1. DESCRIÇÃO

O projeto em estudo neste trabalho trata-se da validação de uma solução estrutural pré-existente. Mais precisamente, trata-se de um viaduto contínuo de betão armado com 520m de extensão que será adaptado a uma ponte flutuante do tipo flutuadores separados. O estudo irá incidir nas particularidades relacionadas com o dimensionamento dos flutuadores e o método de construção a adotar numa estrutura deste tipo. Será realizada a análise estrutural do novo sistema.

#### 4.1.2. PLANTA

Em planta, este viaduto será constituído por um alinhamento reto. Como já foi referido anteriormente, este alinhamento terá 520m de extensão (Fig. 4.1). O comprimento dos vãos das extremidades é 50m enquanto que os vãos centrais têm 70m.

$$50 \times 2 + 70 \times 6 = 520m$$

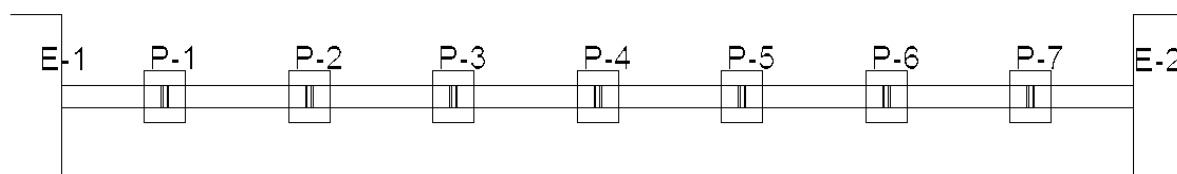


Fig. 4.1- Vista em planta

#### 4.1.3. ALÇADO

A estrutura é composta um tabuleiro plano (Fig. 4.2), não apresentando qualquer inclinação ou mudança de direção no seu traçado.

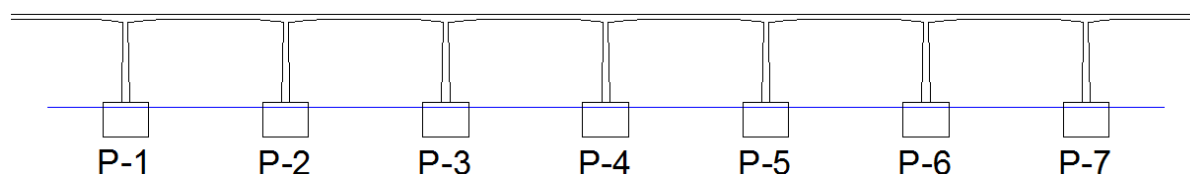


Fig. 4.2- Vista em alçado

#### 4.1.4. TABULEIRO

A superestrutura consiste num tabuleiro contínuo de betão armado pré-esforçado com 520 metros de extensão com secção transversal em caixão de inercia variável e em pilares de betão armado de secção oca. O tabuleiro da ponte é uma viga pré-esforçada em caixão mononuclear com 1 metros de largura e de altura variável entre os 2.5 metros e os 3.47 metros. A espessura da laje inferior do caixão também varia, sendo 0.4 na secção sobre os pilares e 0.2 na secção do vão (Fig. 4.3 e Fig. 4.4) As almas do caixão apresenta uma espessura constante de 0.6m em todo o desenvolvimento da estrutura.

O pré-esforço utilizado na estrutura será constituído por 12 cabos. Cada cabo é constituído por 31 cordões de 0.6 polegadas de diâmetro. A área do pré-esforço é de  $43.4\text{cm}^2$  e cada cabo será tensionado com uma força de 6061kN. Na figura 4.5 é possível observar o traçado qualitativo adotado.

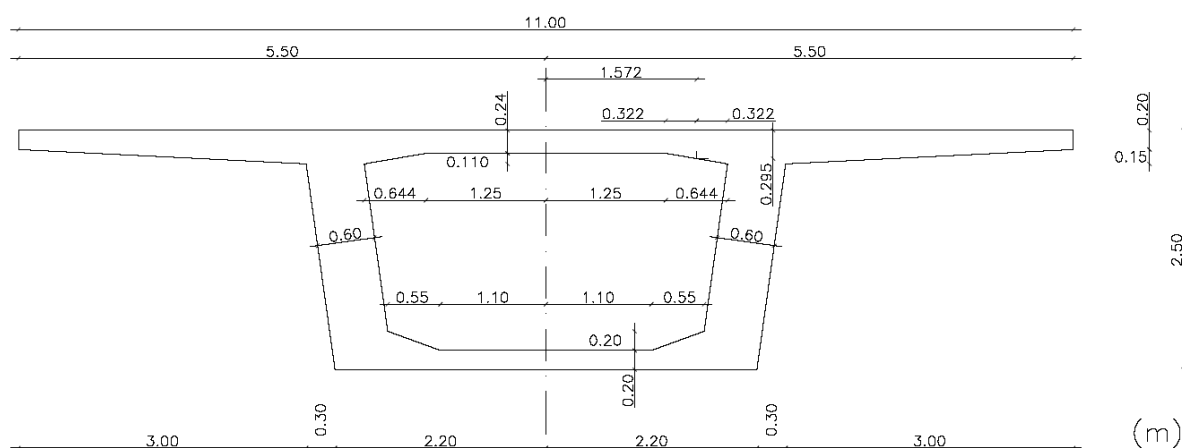


Fig. 4.3- Secção transversal do tabuleiro no vão

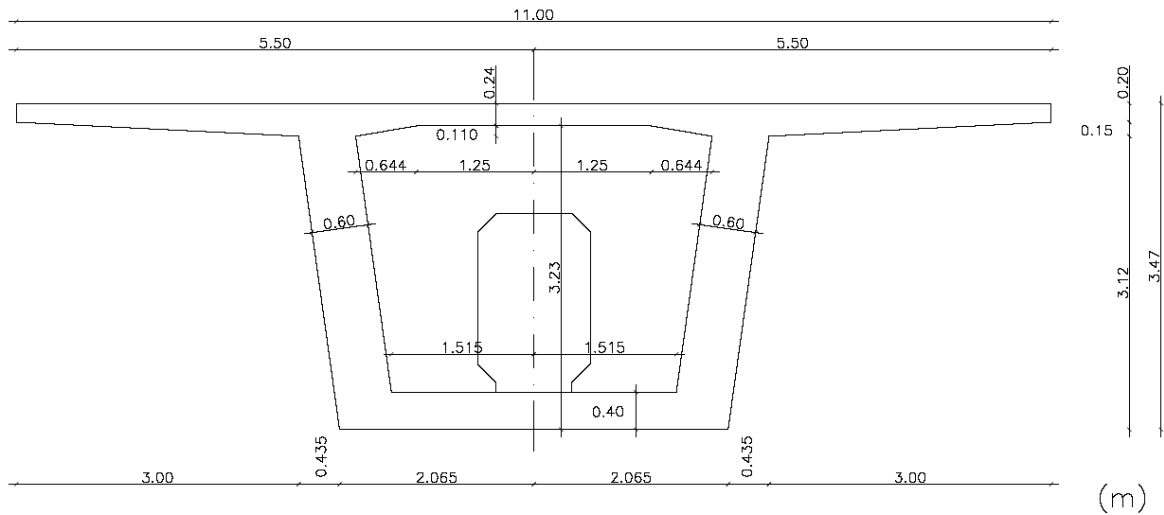


Fig. 4.4- Secção transversal do tabuleiro sobre os pilares

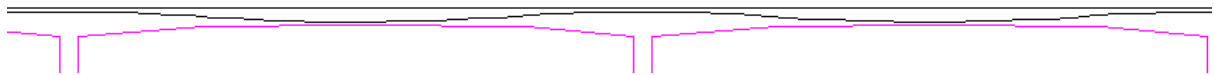


Fig. 4.5- Traçado qualitativo do pré-esforço

O tabuleiro acomodará duas faixas destinadas à circulação de veículos, uma para sentido.

#### 4.1.5. PILARES

Os pilares consistem numa secção em caixão variável com 35 metros de altura. A espessura das paredes é de 0.35m. As dimensões das paredes exteriores variam dos 3.60x5m na base até aos 2.2x4m junto ao tabuleiro da ponte (Fig. 4.6).

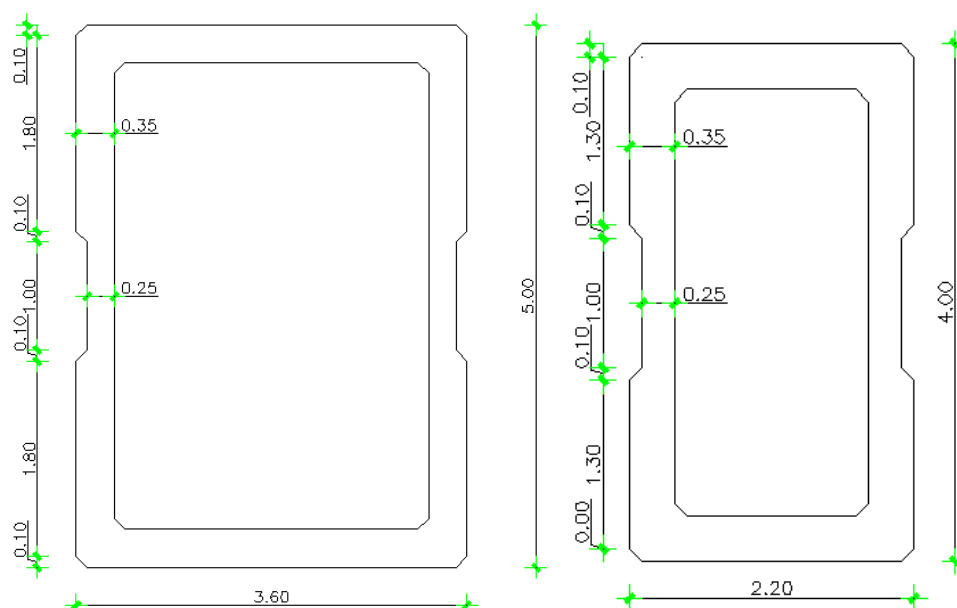


Fig. 4.6- Secção do pilar na base e no topo

#### 4.1.6. LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DA OBRA

Torna-se necessário definir varias características topográficas de modo a estudar o projeto em questão.

A primeira estará relacionada com a altura mínima necessária para os pilares da estrutura. Admite-se que a ponte estará num local onde se observa a passagem de navios de mercadoria e de recreio de grande porte, como consequente a cota do tabuleiro deve ser tal que não impeça o trafego destes. Foi adotada uma altura de 35metros para os pilares.

Assume-se que o solo está a 65m de profundidade. Além disso admite-se que o fundo do mar será plano e que não apresenta obstruções.

Será também considerado que a estrutura será realizada em ambiente de água salgada. Os valores correspondentes à altura das ondas, velocidade da corrente e subida da maré correspondem a valores usuais [4] para condições a que uma ponte flutuante estará sujeita:

- Altura significativa das ondas: 1.49m;
- Velocidade da corrente: 0.5m/s;
- Variação da maré: 2m.

Tabela 4.1 – Características gerais da estrutura e das condições do local de implantação

Nr.	Parâmetro	Unidade	Valor
1	Comprimento total da ponte	m	520
2	Cota do tabuleiro	m	37
3	Largura do tabuleiro	m	11
4	Direção do tráfego	-	2
5	Faixas por direção	-	1
6	Profundidade da água	m	65
7	Topografia do solo	-	Plano
8	Velocidade da corrente	m/s	0.5
9	Subida da maré máxima	m	2
10	Altura significativa das ondas	m	1.49
11	Tipo de água	-	Água salgada

#### 4.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA

Tratando-se de uma tipologia de ponte com características bastante peculiares a sequência de trabalhos ao longo do processo de construção é de especial importância. Esta secção visa portanto os cuidados que se devem ter assim como pretende apresentar vários recursos que se pensam ser realistas e que oferecem solução para alguns dos problemas observados.

A sequência construtiva afetara a globalidade do projeto uma vez que a resposta estrutural da ponte variará em função do seguimento e divisão das fases de trabalho optadas.

No presente caso a sequência construtiva escolhida foi a seguinte:

1. Fabricação, transporte e colocação dos flutuadores (Fig. 4.7);



Fig. 4.7- Fase 1 da sequência construtiva

2. Início da construção dos pilares (Fig. 4.8);

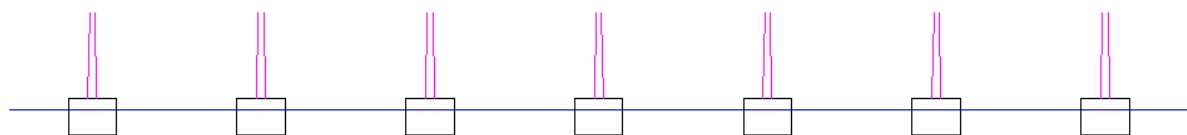


Fig. 4.8- Fase 2 da sequência construtiva

3. Construção das consolas dos tabuleiros e alinhamento dos flutuadores (Fig. 4.9);

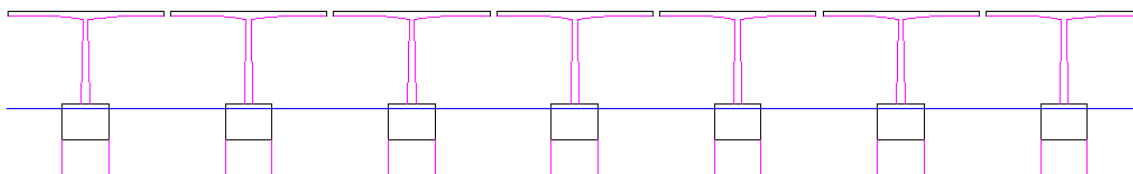


Fig. 4.9- Fase 3 da sequência construtiva

4. Instalação das aduelas de fecho (Fig. 4.10);

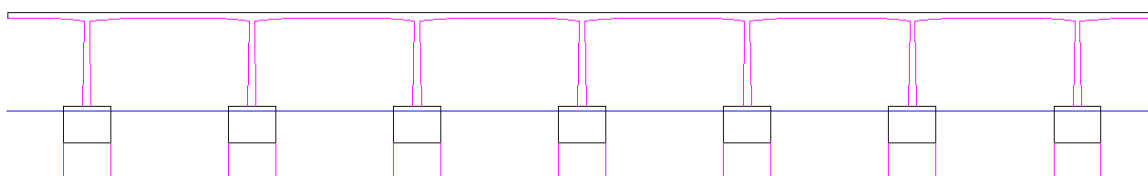


Fig. 4.10- Fase 4 da sequência construtiva

5. Finalização das consolas dos vãos das extremidades (Fig. 4.11);

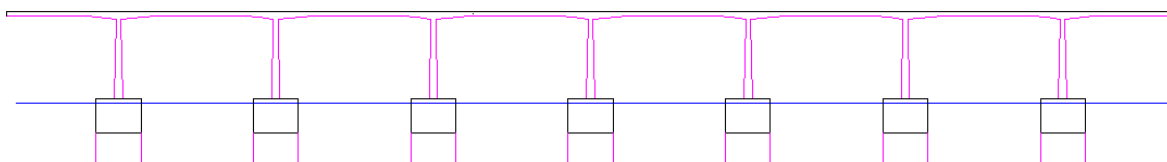


Fig. 4.11- Fase 5 da sequência construtiva

6. Instalação do pré-esforço de continuidade (Fig. 4.12);

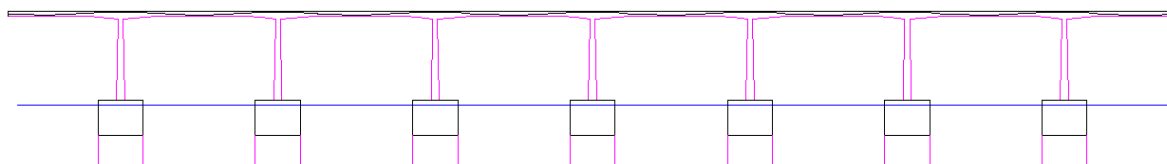


Fig. 4.12- Fase 6 da sequência construtiva

7. Realizar a ligação com os encontros (Fig. 4.13).

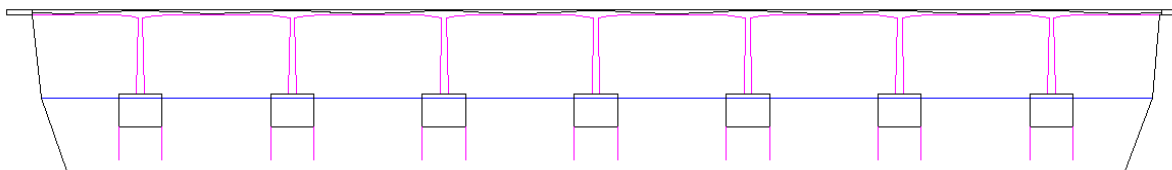


Fig. 4.13- Fase 7 da sequência construtiva

Deve-se referir que até ao momento da introdução da aduela de fecho a estrutura tem um comportamento isostático.

#### 4.2.1. DIMENSIONAMENTO DOS FLUTUADORES

Os flutuadores serão dimensionados tendo em conta a força de impulsão necessária de modo a equilibrar as cargas verticais.

Como tal esta força deve ser superior à força resultante do peso próprio da superestrutura, do peso próprio do flutuador e restantes cargas permanentes.

Note-se que quando se aumenta as dimensões do flutuador a força da impulsão aumentará mas consequentemente o peso próprio do flutuador também irá ser maior.

Recorreu-se a um processo iterativo de modo a equilibrar as forças verticais que existem nos dois sentidos. Para isso utilizou-se um modelo constituído por um flutuador, pilar e uma secção do tabuleiro como o indicado na figura 4.14.

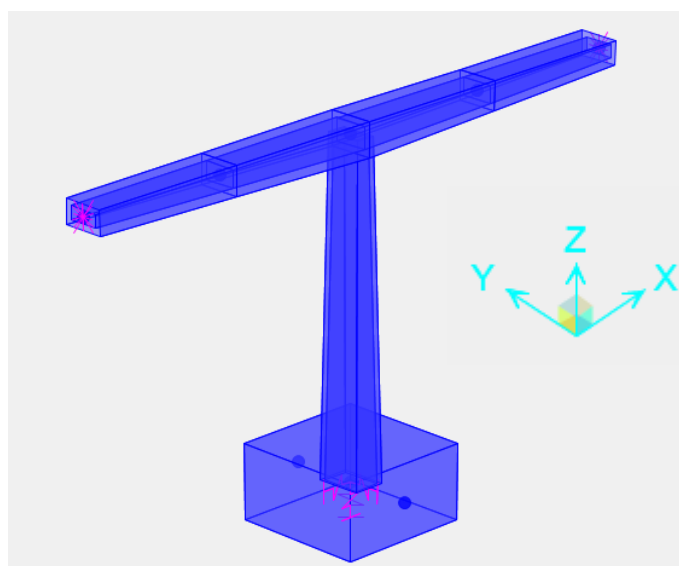


Fig. 4.14- Sistema flutuador, pilar e secção do tabuleiro

A geometria do flutuador foi dimensionada tendo em conta as cargas provenientes do peso próprio, das restantes cargas permanentes e do tráfego. Este deveria acomodar as ações impostas referidas sem submergir completamente. As dimensões obtidas foram as seguintes:

Tabela 4.2 – Dimensões dos flutuadores

<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>Z (m)</b>
20	25	15

Torna-se agora necessário fazer a secção do flutuador. Como já explicado anteriormente a divisão do flutuador em células de menor volume resultará num aumento de segurança pois previne a perda de impulsão total causada por uma possível inundação. Quando existem secções que impeçam a passagem de água a perda de impulsão é apenas parcial e não compromete a ponte estruturalmente.

O secção e a respetiva espessura das paredes interiores será realizado tendo como base as referências bibliográficas referentes a estruturas semelhantes já construídas. Outro ponto a ter em conta no secção reside com o facto de a posição das paredes interiores dos flutuadores coincidirem com as paredes do pilar. Isto facilitará a construção do sistema flutuador/pilar.

Deve-se ainda referir que a espessura da parede exterior foi dimensionada recorrendo às tabelas britânicas de modo a resistir às ações da pressão hidrostática, das ondas, da corrente e de uma eventual colisão de uma embarcação.

Tabela 4.3 – Espessuras das paredes internas e externas dos flutuadores

	<b>Paredes interiores (m)</b>	<b>Paredes exteriores (m)</b>
Espessura:	0.30	0.7

O secção do flutuador pode ser observado nas figuras 4.15 e 4.16.



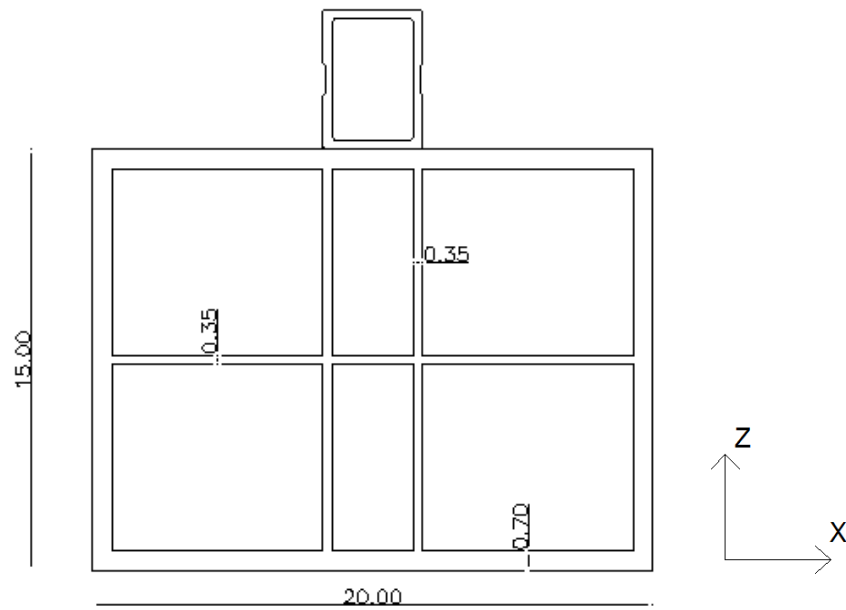


Fig. 4.15- Seccionamento do flutuador no plano XZ

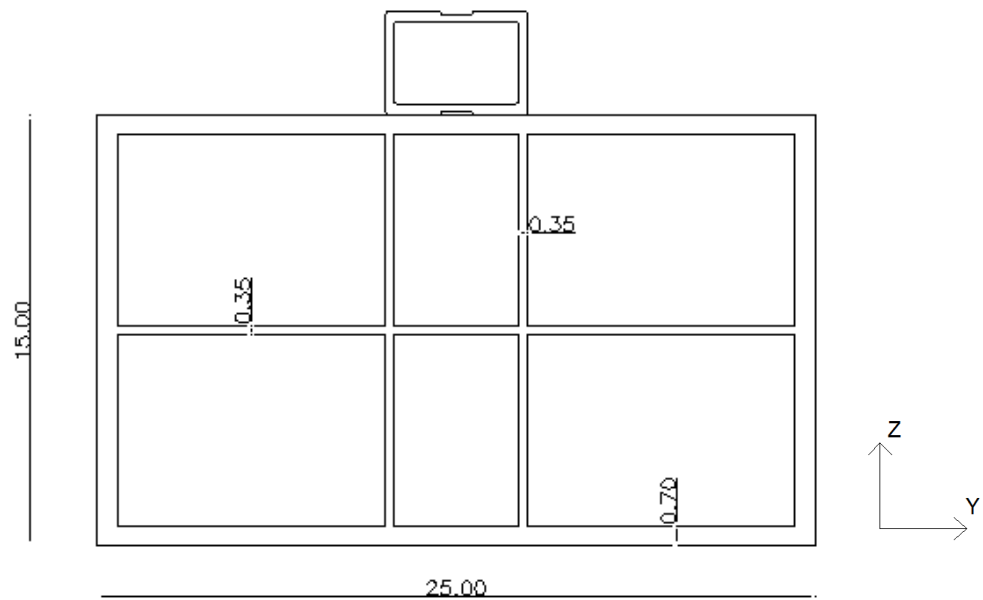


Fig. 4.16- Seccionamento do flutuador no plano YZ

Estas secções resultaram num flutuador com o seguinte volume de betão:

Tabela 4.4 – Volume de betão utilizado por flutuador

Membro	Volume (m <sup>3</sup> )	Peso (kN)
Lajes inferior e superior:	700	15400
Paredes interiores:	592	13024
Paredes exteriores:	858	18876
Total:		47300

Note-se que na construção dos flutuadores optou-se por betão constituído por agregados mais leves como o utilizado em várias estruturas flutuantes nomeadamente a ponte Bergsøysund na Noruega e em várias plataformas petrolíferas [17]. Neste caso de estudo escolheu-se betão com peso volúmico de 22kN/m<sup>3</sup>. O efeito de absorção de água do betão foi desprezado.

Os flutuadores dimensionados resultam num apoio linear elástico que deverá ser inserido no programa. A rigidez deste, calcula utilizando a fórmula (3.26), será:

$$K = 5045kN/m$$

Deve-se referir que tanto as dimensões do flutuador como o seu peso próprio são relativamente grandes quando em comparação com os restantes elementos da ponte em questão. Através da consulta bibliográfica pode-se verificar que é algo normal neste tipo de estruturas. No capítulo referente aos projetos futuros mencionou-se a travessia do estreito de Sognefjorden através da construção de uma ponte flutuante atirantada. Os flutuadores em estudo para essa obra possuem 150m de profundidade.

#### 4.2.2. SISTEMA DE ANCORAGEM

Nesta tipologia de pontes é necessário ter especial atenção com os assentamentos diferenciais. Visto que serão utilizados flutuadores iguais para todos os pilares e estes possuem carregamentos ligeiramente diferentes torna-se imperativo dotar a ponte de um mecanismo que assegure que todos os flutuadores estão à mesma cota.

A cota escolhida para os flutuadores foi -13m em relação à cota de água. Os flutuadores ficam portanto com 2m de altura acima da água, como pode ser observado na figura 4.17.

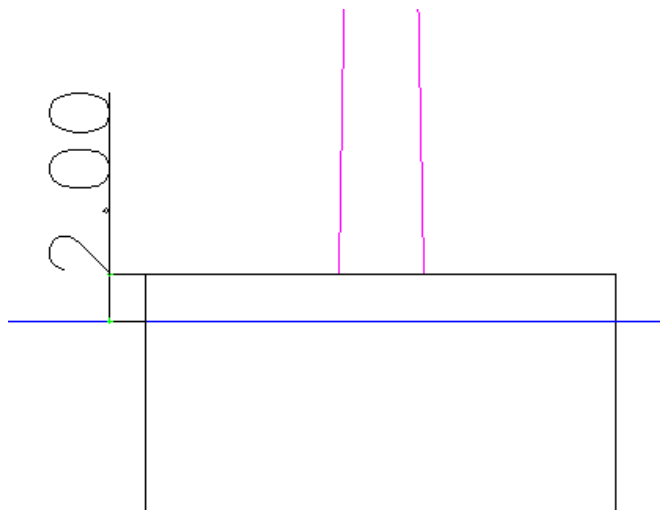


Fig. 4.17- Pormenor da zona emersa do flutuador

Como tal através da tabela 4.3 optou-se pela utilização de 4 tirantes por flutuador do tipo C1. As ligações com os flutuadores serão realizadas nos cantos destes. As características deste cabo são as seguintes:

Tabela 4.5 – Características do cabo C1

Nº do cabo	Carga máxima (ton)	Diâmetro (mm)	Peso no ar (kg/m)	Peso em água do mar (kg/m)	Área (mm <sup>2</sup> )	Rigidez axial EA (MN)	Comprimento máximo (m)
C1	500	132	13.3	3.4	13690	180	2160

Realizou-se o estudo necessário para saber a força de tensionamento necessária para cada conjunto de cabos de modo a assegurar a cota dos flutuadores projetada. Os resultados seguem-se na tabela seguinte:

Tabela 4.6 – Força de tensão inicial instalada nos tirantes

Pilar	Assentamento final (m)	Assentamento inicial (m)	$\Delta l$ (m)	Força de tensão (kN)
P1	-13	-12.28	0.72	10368
P2	-13	-12.79	0.21	3024
P3	-13	-12.96	0.04	576
P4	-13	-12.99	0.01	144
P5	-13	-12.96	0.04	576
P6	-13	-12.79	0.21	3024
P7	-13	-12.28	0.72	10368

Na introdução dos cabos no programa de cálculo desprezou-se o peso próprio.

#### 4.2.3. PROCESSO CONSTRUTIVO

Como uma ponte flutuante se trata de um tipo de estrutura pouco comum é de especial importância descrever um método de construção capaz de incorporar todas as particularidades referentes a estas. Numa primeira fase será necessário fabricar os flutuadores. O local indicado será uma doca flutuante pois facilitará a passagem para o meio aquático onde estes serão rebocados até ao local de construção através de embarcações.

Depois de o flutuador estar na posição correta seguir-se-á a construção do pilar e posteriormente o tabuleiro. Durante este processo deve-se aplicar o conhecimento adquirido em relação à hidrostática e assegurar que a cota do metacentro é superior à do centro de gravidade. Tal garante que uma pequena inclinação na peça imposta durante a construção não resulta em momentos desestabilizadores que comprometam a estrutura durante esta fase.

A construção do tabuleiro será realizada recorrendo ao método de construção por avanços sucessivos tendo especial atenção que o tabuleiro se desenvolve simultaneamente de modo a garantir que não hajam desequilíbrios.

Será feito um faseamento da construção que será dividido em 4 etapas de modo a analisar a estabilidade do corpo.

Uma primeira fase consiste quando o flutuador já está no local planeado (Fig.4.18). Nesta etapa é possível verificar que o corpo é bastante estável. Esta afirmação é verificada pelo facto de a cota do metacentro ser muito superior à cota do centro de gravidade.

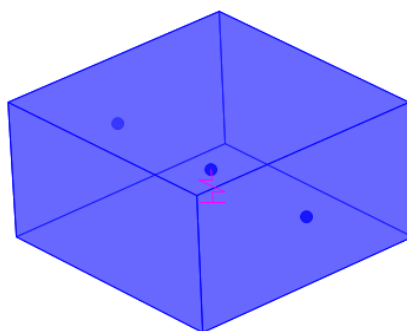


Fig. 4.18- Fase 1, aparelho flutuador

Segue-se a estudo para o flutuador com metade do pilar, como se pode observar na figura 4.20. É possível verificar que apesar de o metacentro ser superior ao centro de gravidade, esta distância é pequena. Como tal, pode-se afirmar que a instalação dos tirantes deve ser feita antes de começar a construção do pilar. Estes iram dotar a peça da estabilidade necessária para que os trabalhos de construção ocorram com segurança.

O sistema de tirantes tem como objetivo impedir momentos criados devido aos equipamentos utilizados durante a construção capazes de desestabilizar o corpo. Este sistema iria funcionar como demonstrado

na figura 4.19. A força excêntrica,  $P$ , a atuar na peça, originará uma força de reação,  $R$ , que mantém o corpo em equilíbrio.

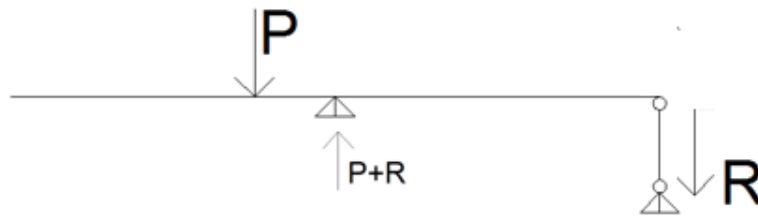


Fig. 4.19- Sistema de estabilização do corpo recorrendo a tirantes

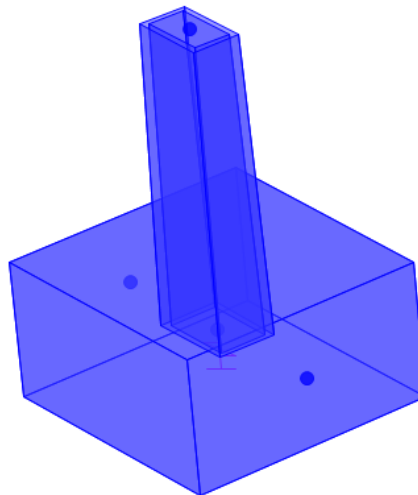


Fig. 4.20- Fase 2, flutuador e construção parcial do pilar

Posteriormente, na fase em que o pilar já se encontra acabado verifica-se que os cabos de ancoragem são de facto indispensáveis pois a cota do metacentro já é inferior à cota do centro de gravidade. O que significa que qualquer momento imposto durante esta fase (Fig. 4.21) implica a desestabilização do corpo.

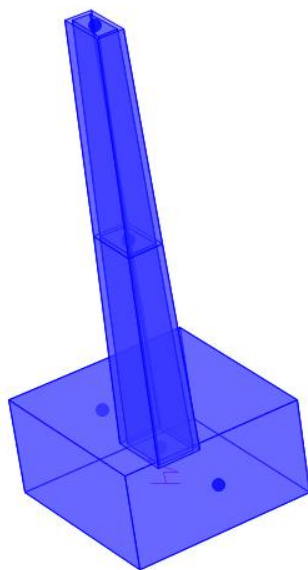


Fig. 4.21- Fase 3, flutuador e pilar completo

Finalmente começam os trabalhos no tabuleiro (Fig. 4.22) que como já referido recorrer-se-á ao método de avanços por aduelas. Terminado o tabuleiro o carregamento imposto nos tirantes será o calculado anteriormente de modo a ter a peça na cota final.

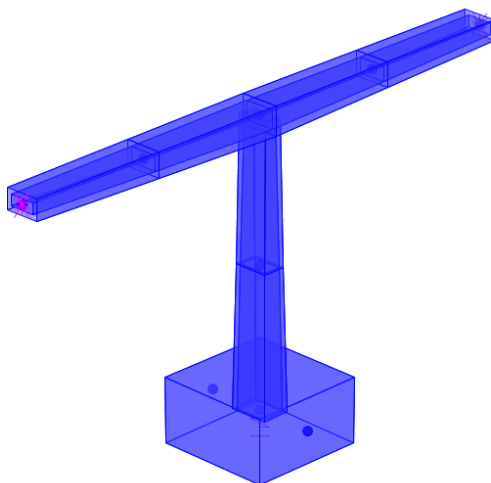


Fig. 4.22- Fase 4, construção completa do flutuador, pilar e tabuleiro

As posições dos centros de massa e do metacentro assim como a distância entre eles para cada fase da construção podem ser verificadas na seguinte tabela:

Tabela 4.7 – Posições do metacentro, centros de impulsão e de gravidade correspondentes a cada fase

Fase	Centro de gravidade, G (m)	Centro de impulsão, B (m)	Metacentro, M (m)	Altura metacêntrica, GM (m)
1	7.5	4.69	8.24	0.74
2	8.21	4.91	8.30	0.09
3	9.40	5.09	8.69	-0.71
4	18.43	6.45	9.51	-8.92

As cotas foram medidas a partir do fundo do flutuador.

Como é possível verificar pelos resultados apresentados na tabela 4.7 a instabilidade irá crescer simultaneamente com o aumento da altura do corpo. E será máxima no momento imediatamente anterior à conclusão da ligação entre vãos. Sublinha-se a importância de um ancoramento apropriado.

Note-se que nos cálculos da distância  $\overline{BM}$  utilizou-se a fórmula (1.5) e considerou-se o lado menor do flutuador, 20m, pois este é o mais condicionante. Para se garantir a cota de -13m durante a fase construtiva, em cada sistema de flutuação independente, estima-se necessária uma força de tensionamento de 1440kN para cada corpo.

### 4.3. MODELAÇÃO

A análise da estrutura foi efetuada recorrendo ao programa de cálculo automático. Para isso foi utilizado o *software* de análise estrutural SAP2000®. Através do modelo de cálculo foi possível analisar a viabilidade da estrutura, obtendo-se os esforços e deslocamentos. Utilizou-se um modelo de barras tridimensional. É possível observar uma representação deste modelo na figura 4.23.

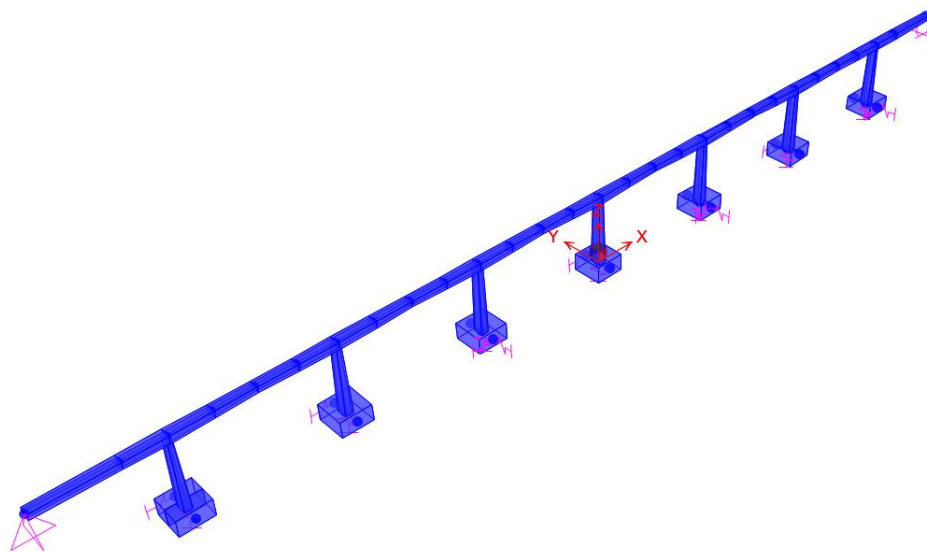


Fig. 4.23- Representação 3D do modelo utilizado

#### 4.4. ANÁLISE ESTÁTICA

O estudo estático focou-se na análise estrutural do sistema através da realização de combinações de ações quer para a fase de construção quer para a fase de serviço, e posteriormente comparar esta com uma solução de ponte convencional. Os resultados obtidos irão ser confrontados de modo a perceber melhor o modo de funcionamento da estrutura flutuante. Saber-se-á assim se uma ponte flutuante é capaz de acomodar um tabuleiro com o mesmo traçado de pré-esforço ou se será necessário alterar este em função dos esforços experienciados.

Somatório de ações a considerar nas combinações:

Tabela 4.8 – Somatório de ações

Ação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
Peso próprio			-513708.42
Restantes cargas permanentes (RCP)			-13001.02
Trafego – Cargas distribuídas (UDL)			-26130
Trafego – Cargas concentradas (TS)			-600
Vento		4550	
Ondas		3310.79	
Corrente		2311.68	

##### 4.4.1. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Os esforços para os dois cenários de cálculo seguinte não têm em consideração o faseamento construtivo. Serve apenas para estudar a resposta da estrutura em função quer do peso próprio quer do pré-esforço, de forma isolada.

##### 4.4.1.1. Peso próprio

As figuras 4.24 e 4.25 demonstram os diagramas de momentos e as deformadas, respetivamente, em função do peso próprio da estrutura.



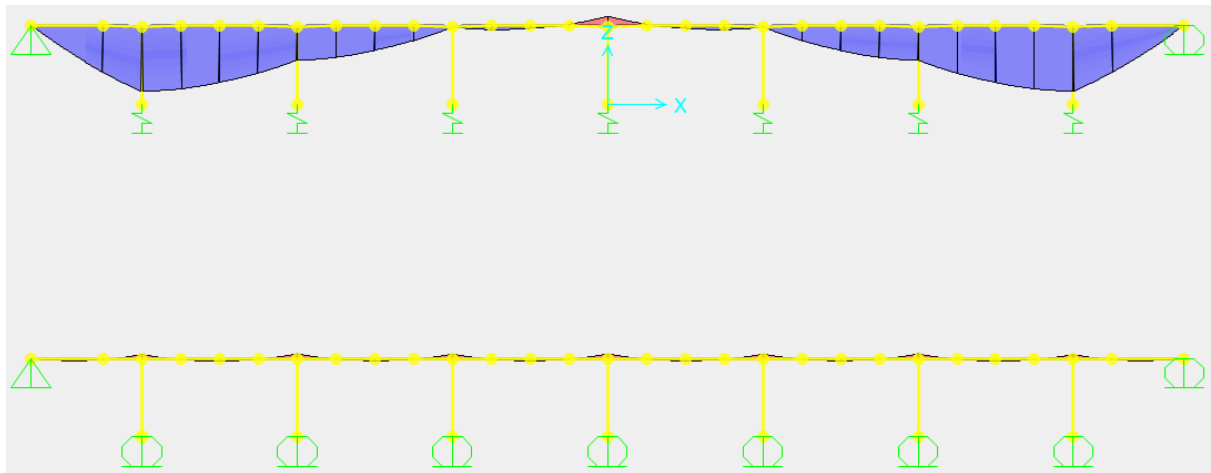


Fig. 4.24- Diagrama de momentos para o peso próprio.  
Modelo superior – apoios flutuantes; Modelo inferior – apoios fixos

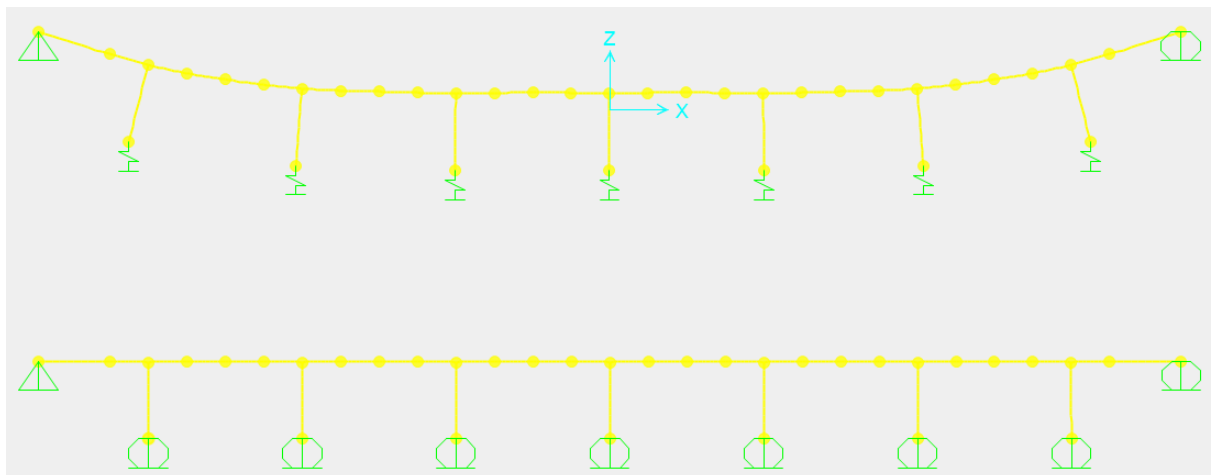


Fig. 4.25- Deformação devido ao peso próprio.  
Modelo superior – apoios flutuantes; Modelo inferior – apoios fixos

#### 4.4.1.2. Pré-esforço

As figuras 4.26 e 4.27 demonstram os diagramas de momentos e as deformadas, respetivamente, tendo em conta apenas a ação do pré-esforço na estrutura.

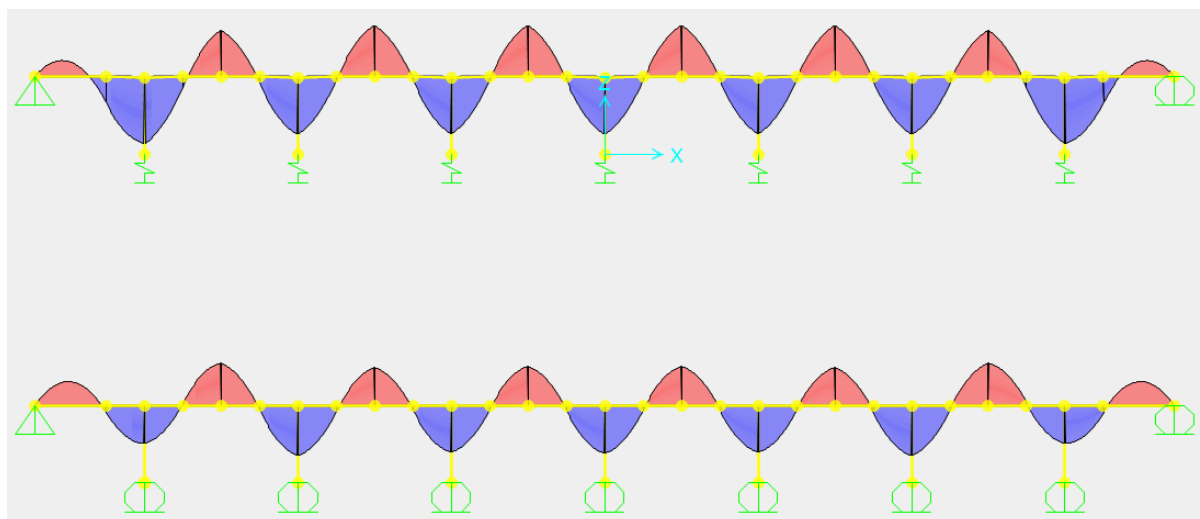


Fig. 4.26- Diagrama de momentos para o pré-esforço.  
Modelo superior – apoios flutuantes; Modelo inferior – apoios fixos

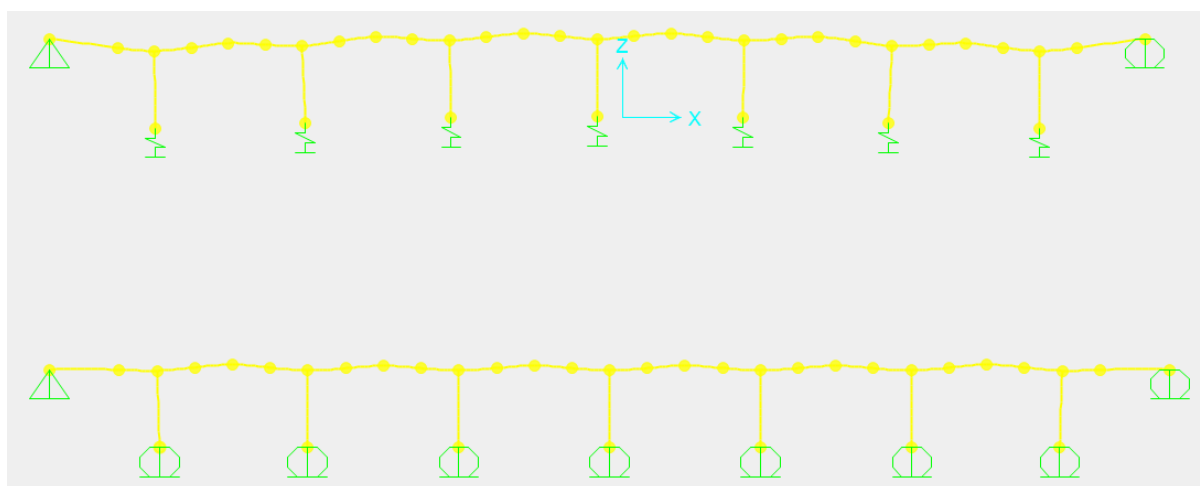


Fig. 4.27- Deformação devido ao peso próprio.  
Modelo superior – apoios flutuantes; Modelo inferior – apoios fixos

#### 4.4.1.3. Conclusão

Conclui-se que é imperativo considerar o faseamento no estudo estático do modelo da ponte flutuante. No momento imediatamente anterior ao qual as restantes cargas permanentes são adicionadas à estrutura, assim como as sobrecargas, as reações nos encontros devem ser nulas. Isto deve-se ao facto que, como demonstrado no subcapítulo referente à sequência construtiva, a construção da estrutura flutuante é finalizada e só depois é concluída a ligação com os encontros.

#### 4.4.2. ESTUDO DE UMA SOLUÇÃO DE SUPERESTRUTURA EQUIVALENTE

Seguem-se os diagramas de esforços necessários à validação da solução estrutural pré-existente. Serão respeitadas todas as fases do processo de construção como se revelou necessário através da análise de sensibilidade.

Note-se ainda que nos diagramas que se seguem o modelo superior diz respeito à estrutura flutuante, enquanto que o modelo que está posicionado na parte inferior diz respeito a uma estrutura semelhante cuja diferença reside no facto de possuir apoios fixos ao invés de apoios flutuantes.

##### 4.4.2.1. Fase de construção

Esta combinação é constituída apenas pelas ações presentes ininterruptamente na estrutura imediatamente após a ligação dos vãos ser concluída. Ou seja, é constituída apenas pelo pré-esforço e peso próprio da superestrutura mais os flutuadores.

$$S_{Ed} = G_{pp} + P \quad (4.1)$$

Os diagramas obtidos irão permitir comparar os dois modelos imediatamente antes de serem aplicadas as restantes cargas permanentes.

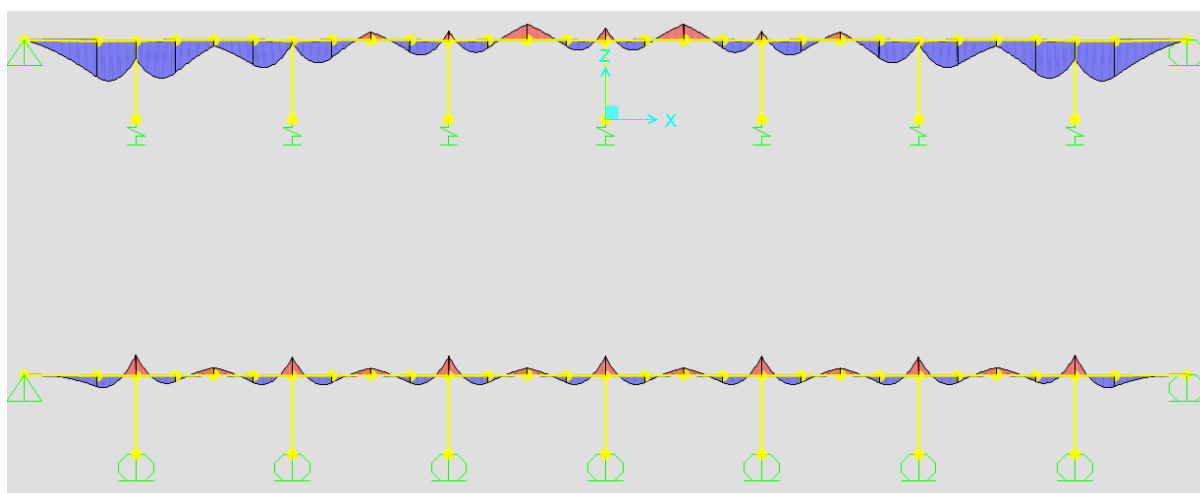


Fig. 4.28- Diagrama de momentos para a fase de construção com o pré-esforço.  
Modelo superior – apoios flutuantes; Modelo inferior – apoios fixos

É imediatamente visível a predominância de momentos positivos no modelo que diz respeito à estrutura flutuante face ao modelo que traduz o comportamento de uma ponte convencional.

Enquanto o momento máximo positivo no modelo ponte flutuante é 60177.97kN.m, no modelo ponte convencional será apenas de 17467.10kN.m. Existe uma diferença deste valor em 345%.

Note-se ainda que estes valores máximos obtidos situam-se nos vãos das extremidades.

Relativamente aos momentos negativos, pode-se afirmar com base no diagrama obtido que o máximo no modelo ponte flutuante é -23184.93kN.m e situam-se a meio dos vãos centrais. No modelo ponte convencional este valor será maior, -31479.81kN.m, localizando-se sobre os pilares das extremidades.

#### 4.4.2.2. Ações permanentes

Esta combinação pretende analisar a estrutura imediatamente antes de ser aberta para utilização. Como tal, comparativamente à combinação anterior, é adicionada a carga correspondente às restantes cargas permanentes (RCP).

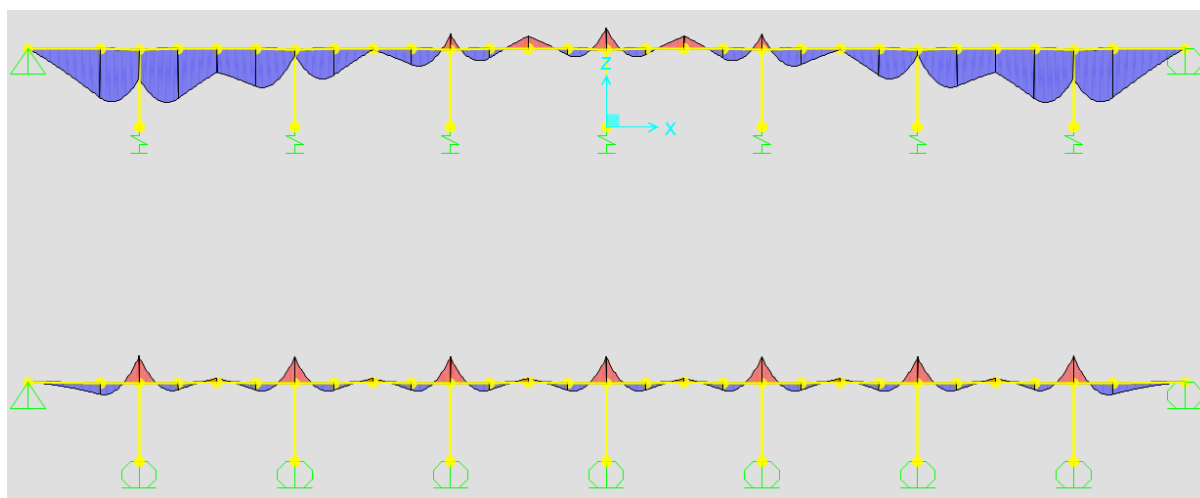


Fig. 4.29- Diagrama de momentos para as ações permanentes. Modelo superior – apoios flutuantes; Modelo inferior – apoios fixos

Os resultados obtidos para esta combinação são bastante similares aos obtidos na combinação anterior, contudo é possível verificar que existe um agravamento no que diz respeito aos valores de momento positivo existente no modelo ponte flutuante. O valor do momento positivo máximo aumentou de 60177.97kN.m para 79766.10kN.m. Enquanto que no modelo ponte convencional este valor aumentou apenas ligeiramente sendo agora de 17499.28kN.m.

No que diz respeito aos momentos negativos o máximo volta a surgir no modelo ponte convencional cujo valor é -41026.34kN.m face ao -32046.97kN.m verificado no pilar central do modelo ponte flutuante.

#### 4.4.2.3. Fase de serviço

Finalmente será feito o estudo do comportamento dos modelos quando a ponte entra em serviço. Como tal, será introduzida a sobrecarga do tráfego.

$$S_{Ed} = G_{pp} + P + Q_{UDL} \quad (4.2)$$

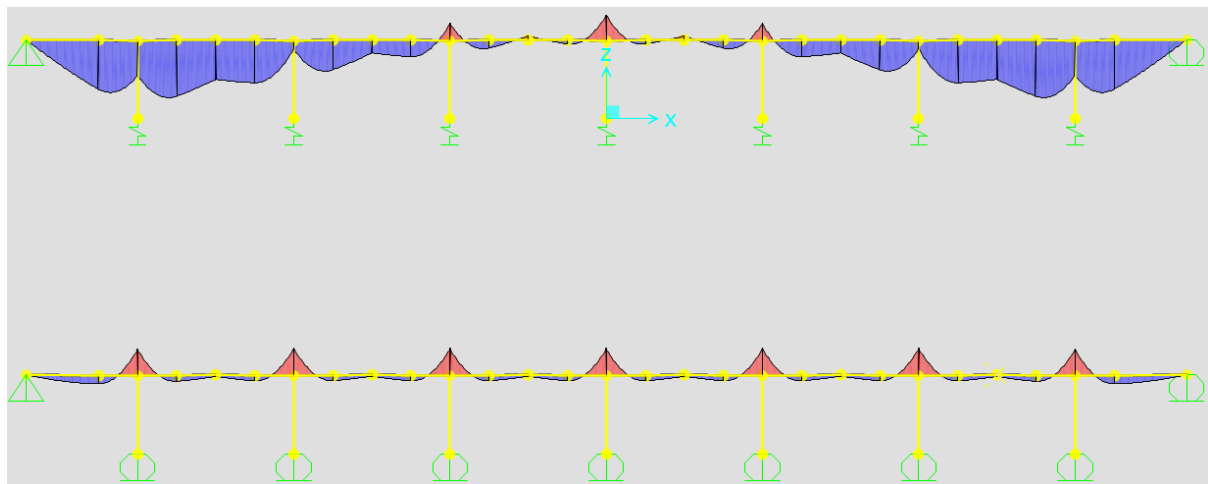


Fig. 4.30- Diagramas de momentos para a fase de serviço da ponte. Modelo superior – apoios flutuantes; Modelo inferior – apoios fixos

Começando por analisar o modelo da ponte convencional é possível verificar que o pré-esforço cumpre a sua função uma vez que os momentos positivos a meio vão estão perto do momento nulo, o máximo a meio vão registrado é de 3734.43kN.m. Contudo no vão da extremidade este valor atinge o máximo registrado neste modelo de 18677.39kN.m. O momento negativo máximo observado neste modelo é -62267.89kN.m.

Relativamente ao modelo ponte flutuante os momentos máximos como esperado atingem um valor superior, 128538.84kN.m entres os pilares P1 e P2. O momento negativo máximo por sua vez é -57274.33kN.m.

#### 4.4.2.4. Síntese dos resultados obtidos

Tabela 4.9 – Comparação dos momentos resultantes para uma solução de pré-esforço idêntica

Combinações	Modelo 1 – Ponte flutuante		Modelo 2 – Ponte convencional	
	Momento positivo máximo (kN.m)	Momento negativo máximo (kN.m)	Momento positivo máximo (kN.m)	Momento negativo máximo (kN.m)
1	60177.97	-23184.93	17467.10	-31479.81
2	79766.10	-32046.97	17499.28	-41026.34
3	128538.84	-57274.33	18677.39	-62267.89

Pode-se concluir que a solução de pré-esforço idêntica para a estrutura flutuante não é ideal. Tendo como objetivos reduzir os momentos positivos irá ser feito o estudo da redução da percentagem de pré-esforço a utilizar na estrutura.

O facto de o pré-esforço de continuidade ser aplicado numa fase em que a estrutura apresenta maior flexibilidade resulta numa solução bastante desajustada.

#### 4.4.3. ESTUDO DA REDUÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO

Realizar-se-á o estudo dos diagramas de momentos que resultam de uma redução de pré-esforço para a fase de utilização da ponte. Estes irão ser comparados à situação inicial. A redução do pré-esforço de continuidade na estrutura tem como objetivo reduzir os excessos de momentos positivos no modelo ponte flutuante. Esta redução irá tirar partido dos momentos negativos em vigor durante a fase de construção que podem ser verificados no diagrama correspondente a esta etapa.

Como foi concluído anteriormente, o comportamento de uma ponte flutuante com uma solução de pré-esforço utilizado usualmente numa ponte convencional provoca um enorme desequilíbrio de momentos positivos e negativos. É portanto estudado qual o efeito da redução do pré-esforço numa ponte flutuante com o objetivo de adaptar a sua utilização a esta tipologia de pontes. Nas pontes convencionais o pré-esforço é utilizado com o objetivo de suportar as cargas verticais a meio vão. No entanto, numa ponte flutuante, a interação da superestrutura com os flutuadores provoca um acréscimo de momentos negativos sobre os pilares e portanto a diminuição de momentos positivos a meio vão. Como tal, é necessário uma força de pré-esforço menor para equilibrar os momentos positivos e negativos.

##### 4.4.3.1. Solução estrutural com 75% do pré-esforço

Os diagramas seguintes (Fig. 4.31, Fig. 4.32 e Fig. 4.33) demonstram o comportamento da estrutura para uma solução com 75% do pré-esforço:

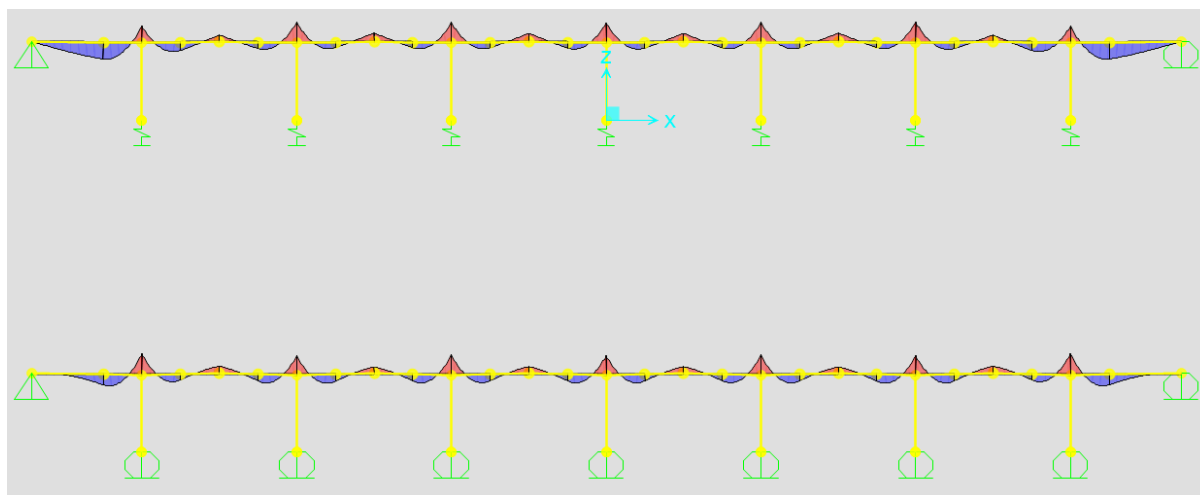


Fig. 4.31- Diagrama de momentos para a fase de construção com 75% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (75% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos

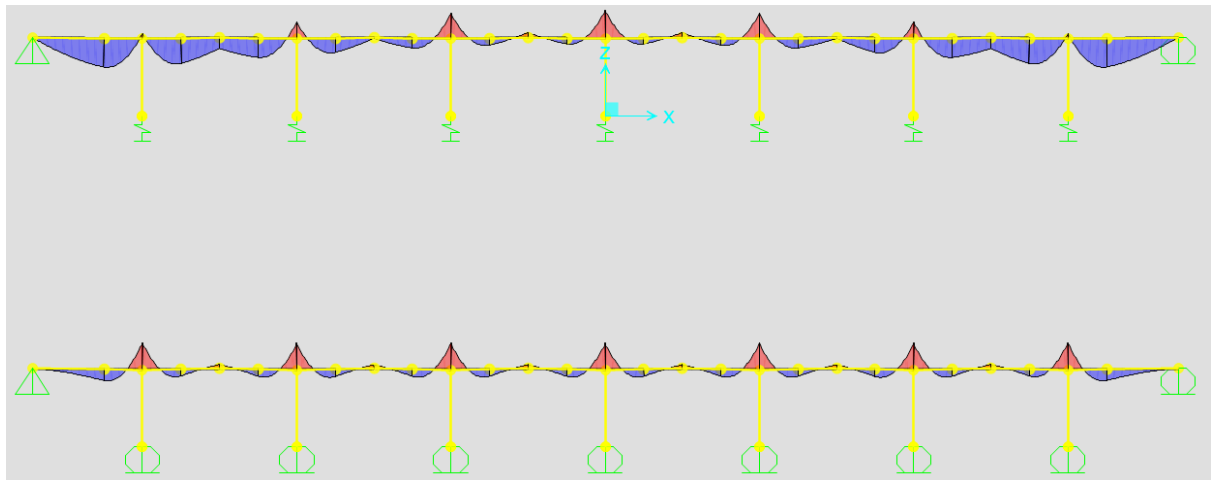


Fig. 4.32- Diagrama de momentos para as ações permanentes com 75% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (75% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos

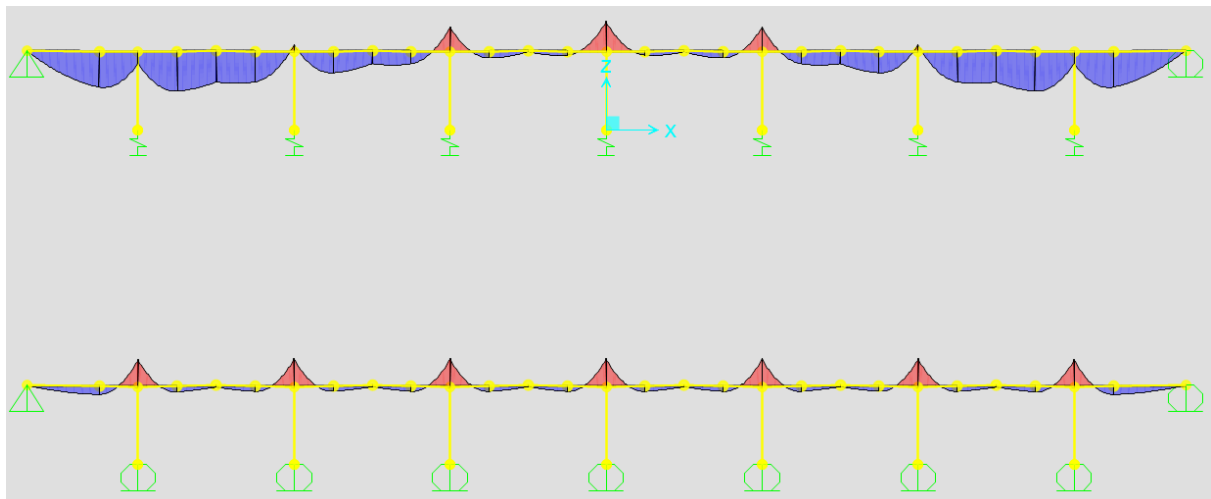


Fig. 4.33- Diagrama de momentos para o Estado Limite de Serviço com 75% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (75% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos

Tabela 4.10 - Comparação dos momentos resultantes para uma solução com 75% do pré-esforço

Combinações	Modelo 1 – Ponte flutuante		Modelo 2 – Ponte convencional	
	Momento positivo máximo (kN.m)	Momento negativo máximo (kN.m)	Momento positivo máximo (kN.m)	Momento negativo máximo (kN.m)
1	25492.47	-30813.07	17467.10	-31479.81
2	43947.67	-42565.39	17499.28	-41026.34
3	89955.72	-67792.75	18677.39	-62267.89

Comparativamente à solução de pré-esforço idêntica para as duas tipologias pode-se verificar consultado as tabelas 4.9 e 4.10 que existe uma redução no valor do momento máximo positivo para a fase de utilização. Contudo as diferenças ainda são notórias, como tal será realizada uma redução de pré-esforço maior.

#### 4.4.3.2. Solução estrutural com 50% do pré-esforço

Os diagramas seguintes (Fig. 4.34, Fig. 4.35 e Fig. 4.36) demonstram o comportamento da estrutura para uma solução com 50% do pré-esforço:

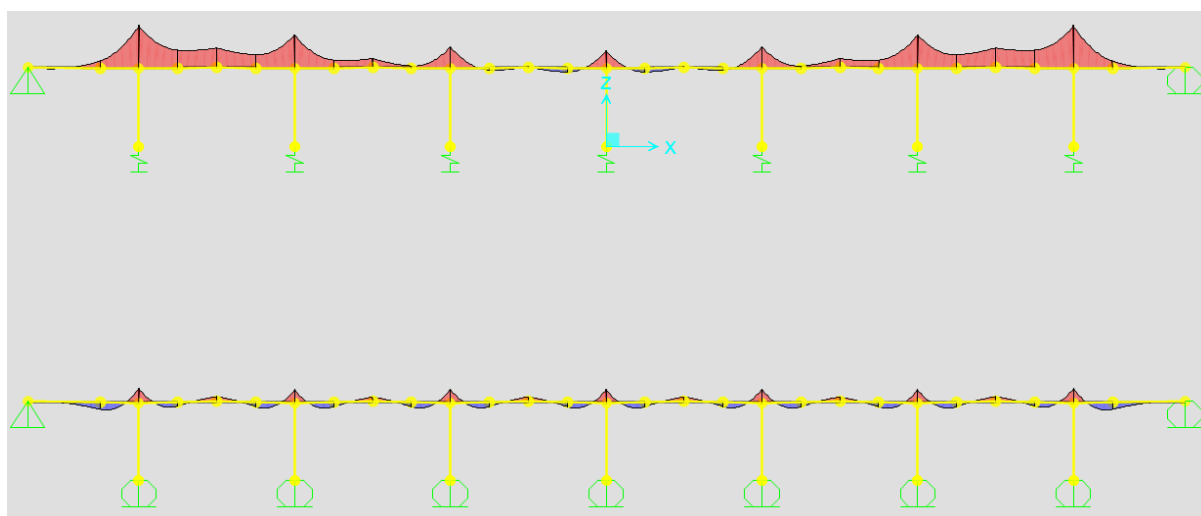


Fig. 4.34- Diagrama de momentos para a fase de construção com 50% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (50% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos

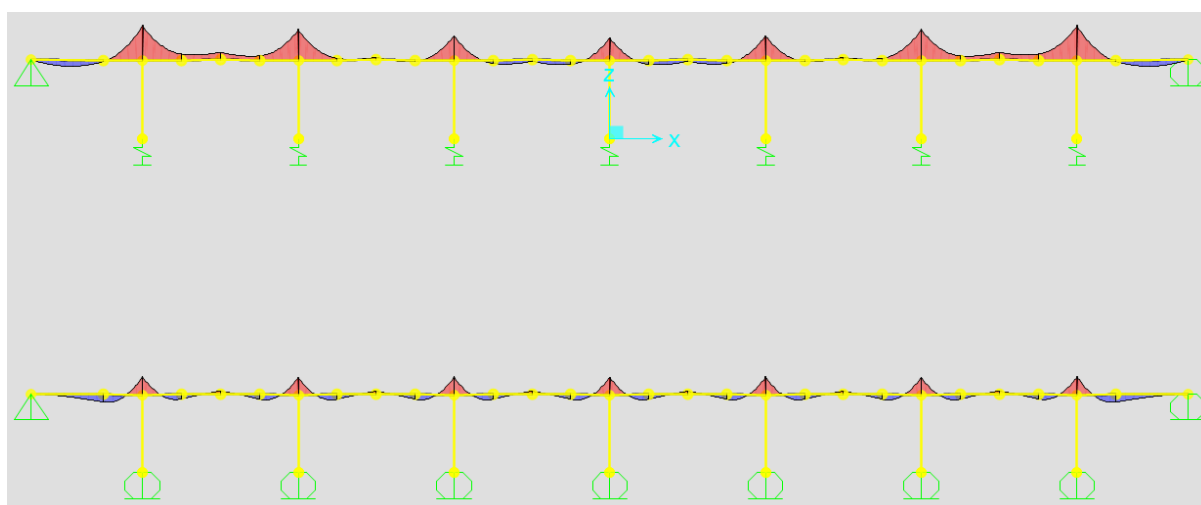


Fig. 4.35- Diagrama de momentos para as ações permanentes com 50% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (50% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos



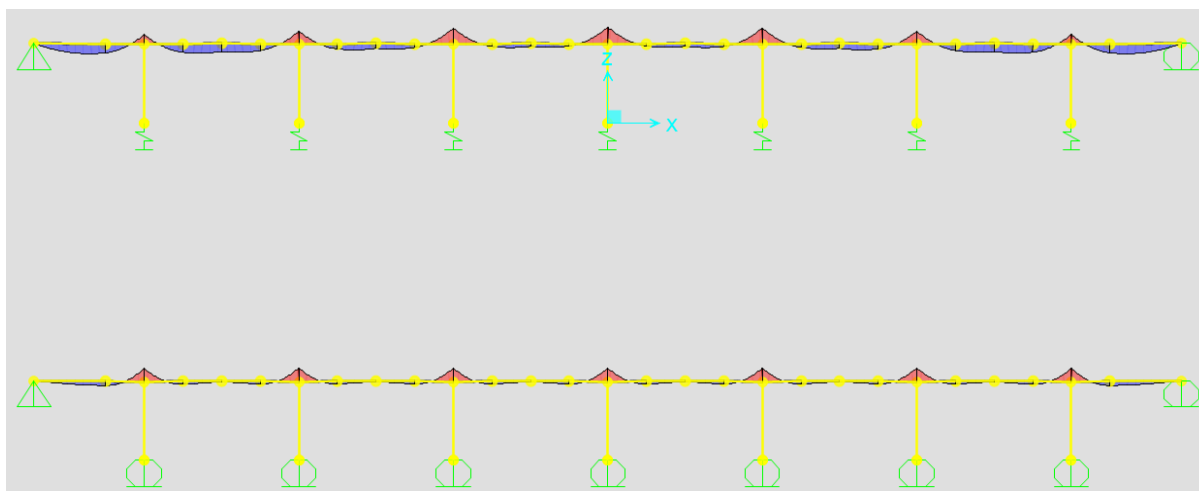


Fig. 4.36- Diagrama de momentos para o Estado Limite de Serviço com 50% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (50% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos

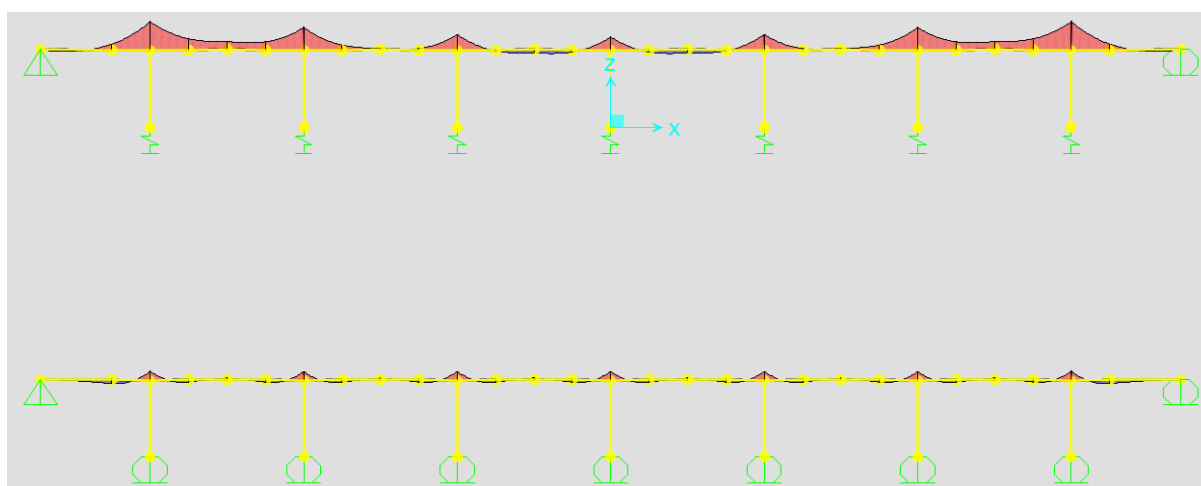
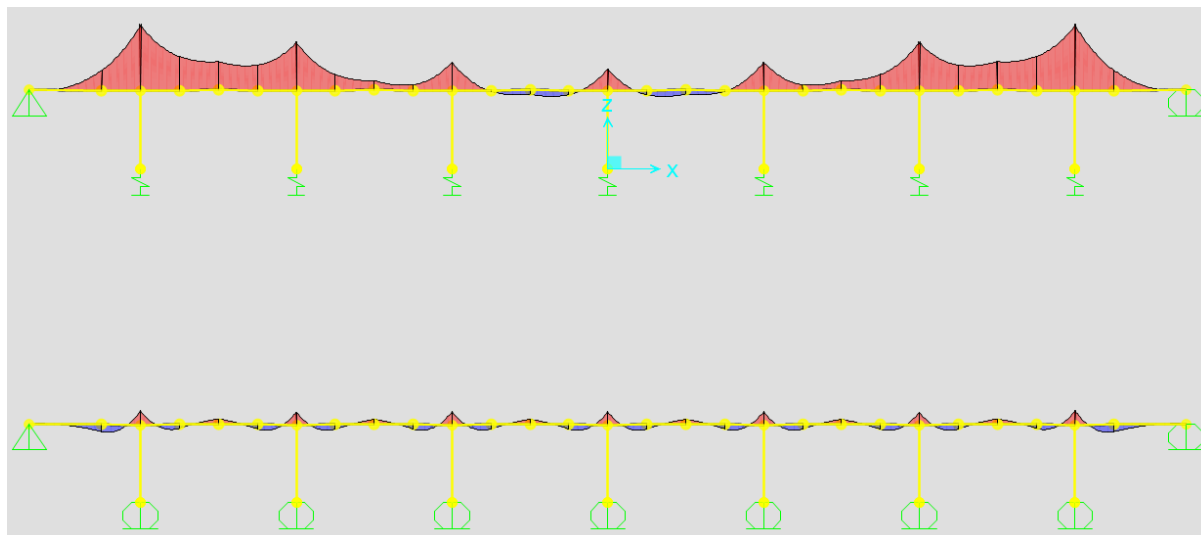
Tabela 4.11 - Comparação dos momentos resultantes para uma solução com 50% do pré-esforço

Combinações	Modelo 1 – Ponte flutuante		Modelo 2 – Ponte convencional	
	Momento positivo máximo (kN.m)	Momento negativo máximo (kN.m)	Momento positivo máximo (kN.m)	Momento negativo máximo (kN.m)
1	9489.56	-95750.94	17467.10	-31479.81
2	14000.12	-78611.39	17499.28	-41026.34
3	44079.50	-77089.30	18677.39	-62267.89

Mais uma vez através da verificação das tabelas é possível afirmar que a redução no pré-esforço em 50% originou uma redução de 34.29% do momento máximo positivo inicial. Segue-se uma redução maior do pré-esforço de modo a verificar a possibilidade de uma melhor aproximação dos diagramas de momentos para a fase de utilização.

#### 4.4.3.3. Solução estrutural com 25% do pré-esforço

Os diagramas seguintes (Fig. 4.37, Fig. 4.38 e Fig. 4.39) demonstram o comportamento da estrutura para uma solução com 25% do pré-esforço:



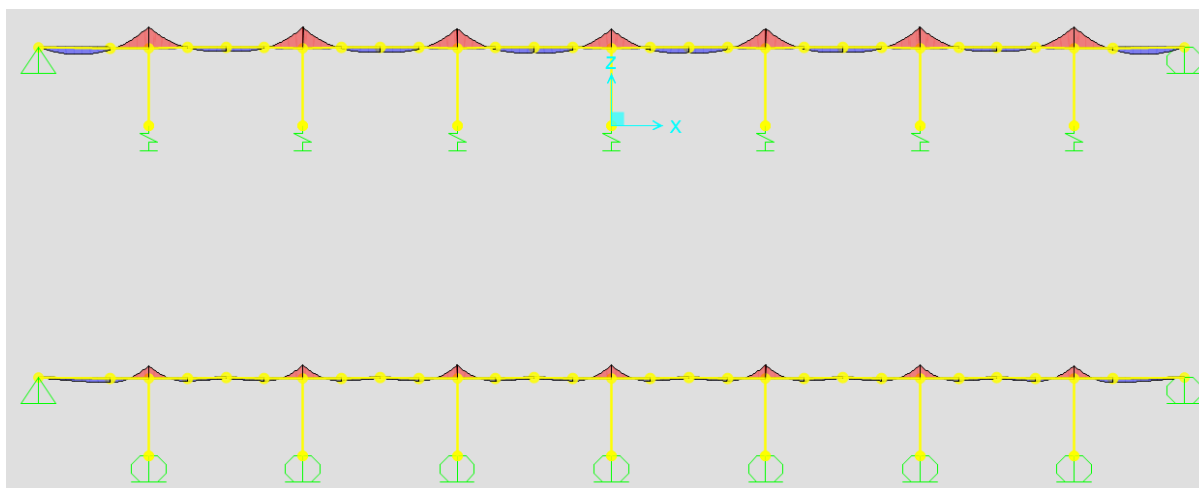


Fig. 4.39- Diagrama de momentos para o Estado Limite de Serviço com 25% do pré-esforço. Modelo superior – apoios flutuantes (25% pré-esforço); Modelo inferior – apoios fixos

Tabela 4.12 - Comparação dos momentos resultantes para uma solução de redução de 75% do pré-esforço

Combinações	Modelo 1 – Ponte flutuante		Modelo 2 – Ponte convencional	
	Momento positivo máximo (kN.m)	Momento negativo máximo (kN.m)	Momento positivo máximo (kN.m)	Momento negativo máximo (kN.m)
1	14234.20	-149307.21	17467.10	-31479.81
2	17848.65	-132167.75	17499.28	-41026.34
3	31964.15	-97717.44	18677.39	-62267.89

É imediatamente notória a aproximação dos diagramas de momentos do modelo ponte flutuante com o modelo ponte convencional. Deve-se no entanto ter em atenção o valor do momento negativo máximo durante a fase de construção que é muito elevado, o que pode traduzir-se em problemas de excesso de compressão.

#### 4.4.3.4. Síntese dos resultados obtidos

A redução do pré-esforço eventualmente resultou num momento positivo máximo cujo valor é 25% do obtido inicialmente. Resultou também numa aproximação dos diagramas com os observados na alternativa ponte convencional. Contudo os valores máximos obtidos quer para o momento máximo quer para o momento mínimo, são elevados quando comparados com o modelo de apoios fixos.

Com base no estudo realizado quanto à quantidade do pré-esforço será optada a solução que resulta na redução de 75% pelos factos referidos anteriormente.

Relativamente à solução optada verifica-se que a flecha foi de 0.127m no pilar central durante a fase de utilização da ponte.

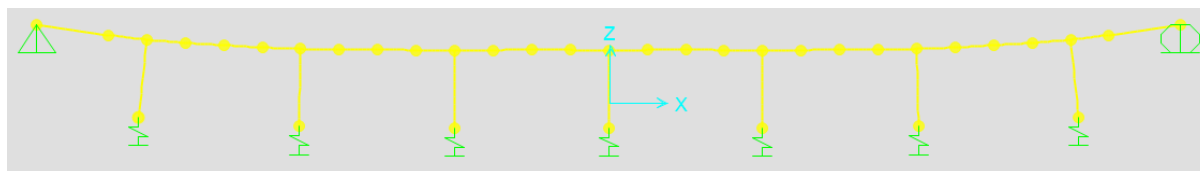


Fig. 4.40- Exemplo da deformada

No presente trabalho não se avaliaram os critérios estéticos bem como os níveis de deformação condicionantes nas extremidades da estrutura sendo que os valores obtidos para a flecha máxima poderiam apenas condicionar a segurança da estrutura caso se verificasse a total imersão dos apoios flutuantes. Contudo, e de acordo com o dimensionamento realizado, obtiveram-se 2m de superfície livre o que se traduz suficiente perante a flecha observada.

#### 4.4.4. ANÁLISE DA ESTRUTURA OPTANDO POR UMA SOLUÇÃO COM 25% DO PRÉ-ESFORÇO

Como indicado anteriormente o estudo será conduzido optando por uma solução de 25% do pré-esforço. Neste ponto será estudada a influência das ações na solução adotada anteriormente.

##### 4.4.4.1. Perda parcial da impulsão de um flutuador

Trata-se do estudo dos esforços máximos presentes na estrutura devido ao dano de um flutuador. Considera-se que duas células inundaram resultando assim na perda de 1/6 da impulsão. Considerar-se-á também a sobrecarga do tráfego uma vez que este cenário poderá suceder durante a fase de serviço da ponte. O dano no flutuador resultou num assentamento de -1.1m. O valor do momento máximo que se instala na estrutura induz um momento positivo que pode ser condicionante.

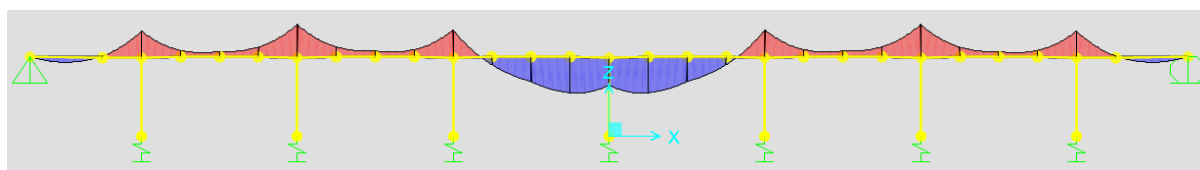


Fig. 4.41- Perda parcial da impulsão no flutuador central

Esta combinação provocou um valor de momento positivo máximo de 160999.77kN.m na proximidade do pilar cujo flutuador foi danificado. Os momentos negativos atingiram -149709.78kN.m.

#### 4.4.4.2. Subida da cota de água

Esta condição visa analisar os diagramas para uma subida da superfície livre de 2m, o máximo admitido para o local de implantação de obra.

Será realizado o estudo sem contabilizar a sobrecarga do tráfego de modo a representar a situação mais condicionante.

Verificou-se que uma subida de 2m da superfície livre origina um assentamento vertical positivo de 0.7m na estrutura, como se pode observar pela figura 4.42. O que resulta num acréscimo de volume de água deslocado de  $1.3m \times 25m \times 20m$ . Como tal, aplicaram-se forças no modelo de cálculo que simulam a variação da impulsão.

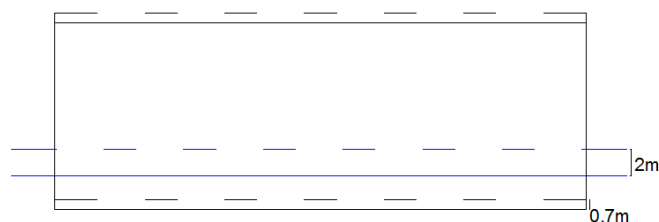


Fig. 4.42- Subida da superfície livre e assentamento resultante

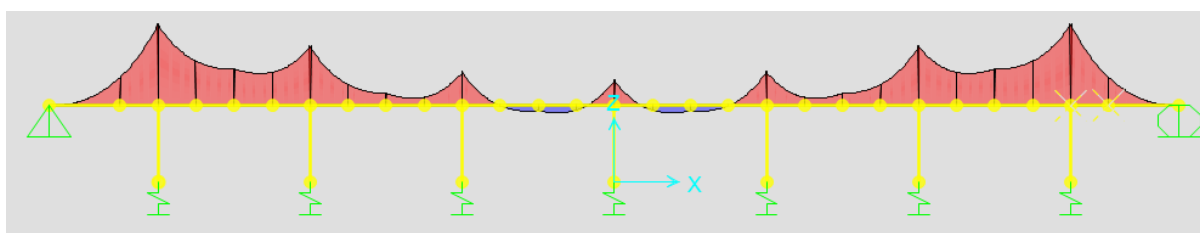


Fig. 4.43- Subida da cota de água para o máximo registrado

Nesta combinação é possível verificar uma predominância de momentos negativos, cujo máximo é - 189528.35kN.m, devido à curvatura da deformada.

#### 4.4.4.3. Ações laterais na ponte

Será realizado finalmente o estudo das ações laterais na ponte. Nestas incluem-se a ação do vento no tabuleiro e as ações da ondulação e da corrente nos flutuadores.

$$S_{Ed} = G_{pp} + P + Q_{UDL} + 0.6 \times (Q_{ondas} + Q_{corrente} + Q_{vento}) \quad (4.3)$$

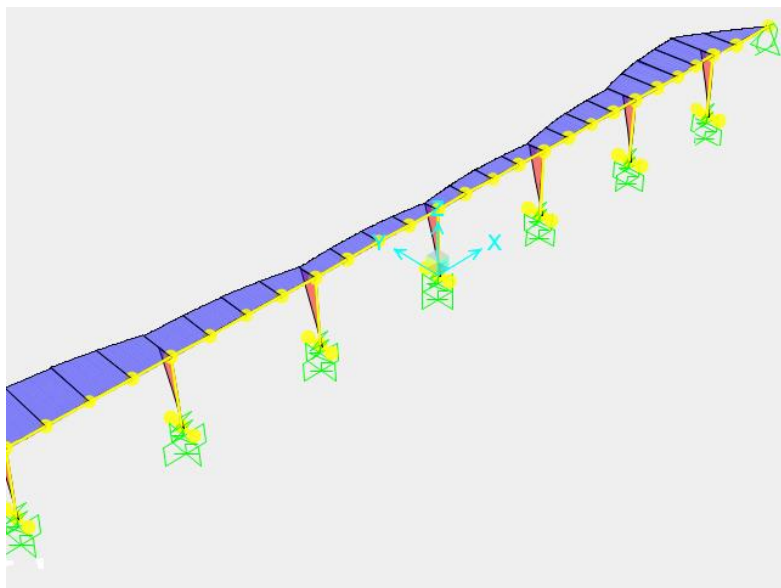


Fig. 4.44- Ações laterais

Como esperado as ações ao nível dos flutuadores serão em grande parte respondidas pelo sistema de ancoragem o que resultou num momento máximo na base dos pilares da ponte de 3034.71kN.m. O momento máximo no tabuleiro foi de 48713.91kN.m.

#### 4.4.4.4. Síntese dos resultados obtidos

A tabela 4.13 estabelece a comparação dos resultados obtidos das combinações acima efetuadas.

Tabela 4.13 – Momentos resultantes das combinações estudadas

Combinações	Modelo 1 – Ponte flutuante	
	Momento positivo máximo (kN.m)	Momento negativo máximo (kN.m)
1	160999.77	-149709.78
2	18158.87	-189528.35
3	48713.91 (M2-2)	-13534.11 (M2-2)

# 5

## CONCLUSÕES

### 5.1. CONCLUSÃO

A construção de pontes flutuantes não é por si só uma solução construtiva recente e inovadora visto que, desde há muito tempo, elas são utilizadas para ligação entre pontos separados por volumes de água apesar da não existência de um vasto número de exemplos desta tecnologia construtiva atualmente. As pontes flutuantes caracterizam-se pela não necessidade de construção de elementos estruturais que interagem com o maciço sendo que o seu comportamento se deve à mobilização de um impulso hidrostático. A necessidade de se adaptarem as soluções estruturais existentes a cenários diferentes viabiliza, em alguns casos, a utilização deste conceito construtivo em detrimento das soluções convencionais.

Este tipo de obra é particularmente vantajoso, como se mencionou anteriormente, quando o projeto se enquadra numa zona cujo comportamento do solo é mecanicamente pouco competente ou quando a profundidade deste é muito elevada. Esta consideração pode-se traduzir numa diminuição do volume de betão utilizado, o que globalmente pode representar um projeto economicamente mais viável.

Do cálculo de diferentes combinações, verificou-se que os esforços que se desenvolvem neste tipo de estruturas, ao invés das pontes de apoios fixos, se devem a assentamentos experimentados pelos flutuadores, sendo o primeiro e último vão os mais condicionantes para o comportamento destas estruturas. Os maiores assentamentos diferenciais foram verificados exatamente para estes tramos dado que os encontros são nós fixos e a restante estrutura está sujeita a movimentos verticais. Como um dos objetivos principais do presente trabalho era verificar a adequabilidade da superestrutura típica de uma ponte convencional a uma solução de suporte de tipologia flutuante, começou-se por avaliar a questão dos diagramas de esforços. Após a análise dos diagramas de momentos para a fase de utilização verificou-se que para a solução estrutural de pré-esforço idêntica à da ponte convencional, os momentos positivos na ponte flutuante são consideravelmente maiores. Uma solução a adotar para resolver esse problema passou pela redução do pré-esforço de continuidade que reduziu os valores dos momentos acima descritos e que os aproximou a forma dos diagramas de momentos das duas tipologias de pontes. Contudo, nos vãos extremos o estudo deve ser aprofundado no sentido de testar configurações isostáticas ou apoios de encontros que ofereçam alguma flexibilidade.

### 5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tratando-se de um tema altamente complexo e cuja relação entre as diferentes variáveis intervenientes no problema não é de todo clara, serve o presente trabalho não para realizar uma análise pormenorizada da temática das pontes flutuantes mas antes para apresentar uma visão global deste assunto.

Um grande número de estudos paramétricos seriam essenciais para caracterizar e mais corretamente clarificar este problema. Mostrar-se ia particularmente interessante realizar uma análise dinâmica, nomeadamente a influência do movimento da ondulação. Pode-se ainda elencar mais exemplos de desenvolvimento no âmbito das pontes flutuantes, como por exemplo: aprofundamento da modelação

da estrutura, dimensionamento orgânico dos flutuadores, estudo comparativo de sistemas de ancoragem, análise de pontes flutuantes atirantadas e de outros tipos, estudo relacionado com o faseamento construtivo de uma ponte deste tipo.



## BIBLIOGRAFIA

1. E. Watanabe, C.M. Wang, T. Utsunomiya and T. Moan, "Very Large Floating Structures: Applications, analysis and design".
2. Lwin, M.M., "Floating Bridges." - *Bridge Engineering Handbook*.
3. [Online] <http://science.howstuffworks.com/engineering/structural/floating-bridge.htm>.
4. Saleh, A.H., Master Thesis "Mega Floating Concrete Bridge".
5. Charles Clement Cotterill, Edward Delanoy Little, "Ships and sailors, ancient and modern".
6. LTD., V.I., "Floating Concrete Structures". July 1992.
7. [Online] <http://www.concreteships.org/>.
8. [Online] <http://www.blogmercante.com/2013/03/historia-do-offshore-sondas-submersiveis/>.
9. [Online] <https://plus.google.com/+MayFongRobinson/posts/gzo3Vw7m46K>.
10. [Online] <http://www.uh.edu/engines/epi2310.htm>.
11. [Online] <http://enq.mortemor.com/index.php/articles/index/floating-structures-past-present-and-future/>.
12. Pedro de Brito, O desastre da ponte das barcas.
13. [Online] <http://www.infrastructureusa.org/great-american-infrastructure-governor-albert-d-rosellini-bridge-evergreen-point-bridge/>.
14. [Online] <https://landingaday.wordpress.com/tag/hood-canal-bridge/>.
15. [Online] <http://structurae.net/structures/lacey-v-murrow-floating-bridge>
16. [Online] <http://structurae.net/structures/data/index.cfm?id=s0005860>.
17. [Online] <http://structurae.net/structures/bergovsund-floating-bridge>
18. [Online] [http://www.yokogawa-bridge.co.jp/english/05\\_steelbridges/index3.html](http://www.yokogawa-bridge.co.jp/english/05_steelbridges/index3.html).
19. [Online] <http://happyPontist.blogspot.pt/2010/12/london-bridges-6-west-india-quay.html>.
20. [Online] [http://www.australiaforeveryone.com.au/hobart/hobart\\_tasmanbridge.htm](http://www.australiaforeveryone.com.au/hobart/hobart_tasmanbridge.htm).
21. [Online] <http://structurae.net/structures/data/index.cfm?id=s0013686>.
22. Barbosa, J. N. "Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral".
23. Master Thesis "Connecting Modular Floating Structures".
24. [Online] [https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779571475657/estabilidade\\_flutuacao.pdfVer](https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779571475657/estabilidade_flutuacao.pdfVer).
25. [Online] <http://www.seattlepi.com/local/transportation/article/Floating-bridges-of-the-world-2971885.php>.
26. [Online] <http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/ferjefriE39/Konferanse/BransjemoteJan2012/attachment/301517?ts=1350fe62b08>.
27. Sognefjorden Feasibility Study of Floating Bridge.

28. [Online] <http://www.rhdharchitecture.com/infrastructure/floating-bridge-maldives/>.
29. Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Pontes em betão - Regras de dimensionamento e detalhe. EN 1992-2.
30. Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Sobrecargas em pontes. EN 1991-2:2003.
31. Eurocódigo 1 : Acções em estruturas : Acções do vento. EN 1991-1-4: 2010.
32. Eurocódigo 2 : Projecto de estruturas de betão - Parte 1 : Regras gerais e regras para edifícios. EN 1992-1-1.
32. Eurocódigo 2 : Projecto de estruturas de betão - Parte 1 : Regras gerais e regras para edifícios. EN 1992-1-1.
33. Gonçalo Nuno Abreu Costa de Sousa, "Estudo do comportamento estrutural de uma ponte em arco".
34. R. C. Barros, "Finite element modelling of floating pier units in personal computers".